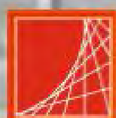
Petru MIHAI

PROIECTAREA CONSTRUCȚIILOR DIN BETON ARMAT



Editura Societăţii Academice "Matei-Teiu Botez"

Referenţi ştiinţifici:

Prof. univ. dr. ing. Liviu GROLL
Universitatea Tehnică "Gh. Asachi" Iaşi
Facultatea de Construcţii şi Instalaţii

Prof. univ. dr. ing. Ioan HÎRHUI
Universitatea Tehnică "Gh. Asachi" Iaşi
Facultatea de Construcţii şi Instalaţii

Descrierea CIP a Bibliotecii Naţionale a României

MIHAI, PETRU
Proiectarea construcţiilor din beton armat / Petru Mihai. - Iaşi : Editura Societăţii Academice "Matei - Teiu Botez", 2009
Bibliogr.
ISBN 978-973-8955-65-3

624.012.45

Editura Societăţii Academice "Matei - Teiu Botez"
B-dul Dumitru Mangeron nr. 43
Director: Prof.univ.dr.ing. Constantin Ionescu,
e-mail:cionescu@ce.tuiasi.ro

CUPRINS

1. INTRODUCERE ÎN PROIECTAREA CONSTRUCŢIILOR DIN BETON ARMAT

1.1. Etapele proiectării structurilor din beton armat

Betonul este un material sub formă de conglomerat obţinut artificial prin întărirea unui amestec de liant, agregate şi adaosuri, tipul liantului conferind structurii acestuia anumite proprietăţi fizico - mecanice specifice (ex.: beton asfaltic, beton cu polimeri, beton de ciment etc.).

În domeniul construcţiilor prin noţiunea de "beton" este definit betonul de ciment realizat cu agregate naturale, de balastieră sau carieră, având o structură compactă cu densitatea aparentă în stare întărită de 2200 - 2500 kg/m^3 şi o rezistenţă la compresiune cuprinsă între 2,5 MPa şi 80 MPa.

Deoarece rezistenţele betonului la întindere sunt foarte mici comparativ cu cele la compresiune, betonul trebuie asociat cu armătura pentru preluarea solicitărilor specifice din zona întinsă.

Problematica proiectării betonului este diferită comparativ cu alte materiale de construcţii. Dacă, în cazul metalului sau lemnului se urmăreşte prin proiectare stabilirea secţiunii optimale, în cazul betonului există două necunoscute: dimensiunile geometrice ale secţiunii de beton şi cantitatea de armătură necesară în zona întinsă.

Această situaţie conduce la un impas deoarece numărul de ecuaţii de echilibru static este mai mic decât numărul de necunoscute, practic neputând fi identificată o soluţie unică. În aceste condiţii este necesar ca o parte din necunoscute să fie stabilite într-o primă etapă, urmând ca ulterior să fie rezolvat un sistem ce are numărul de ecuaţii egal cu numărul de necunoscute.

Necunoscutele care se impun iniţial sunt cele ale dimensiunilor geometrice ale betonului, procesul purtând denumirea de *predimensionare*. Această predimensionare trebuie însă realizată raţional deoarece, o impunere total aleatorie a dimensiunilor betonului poate conduce la cantităţi mult prea mari sau mult prea mici de armătură, mult diferite faţă de procentul optim de armare.

Paşii care trebuie urmaţi pentru proiectarea unui element din beton armat (indiferent de tipul acestuia sau de starea de solicitare) sunt prezentaţi în fig. 1.1

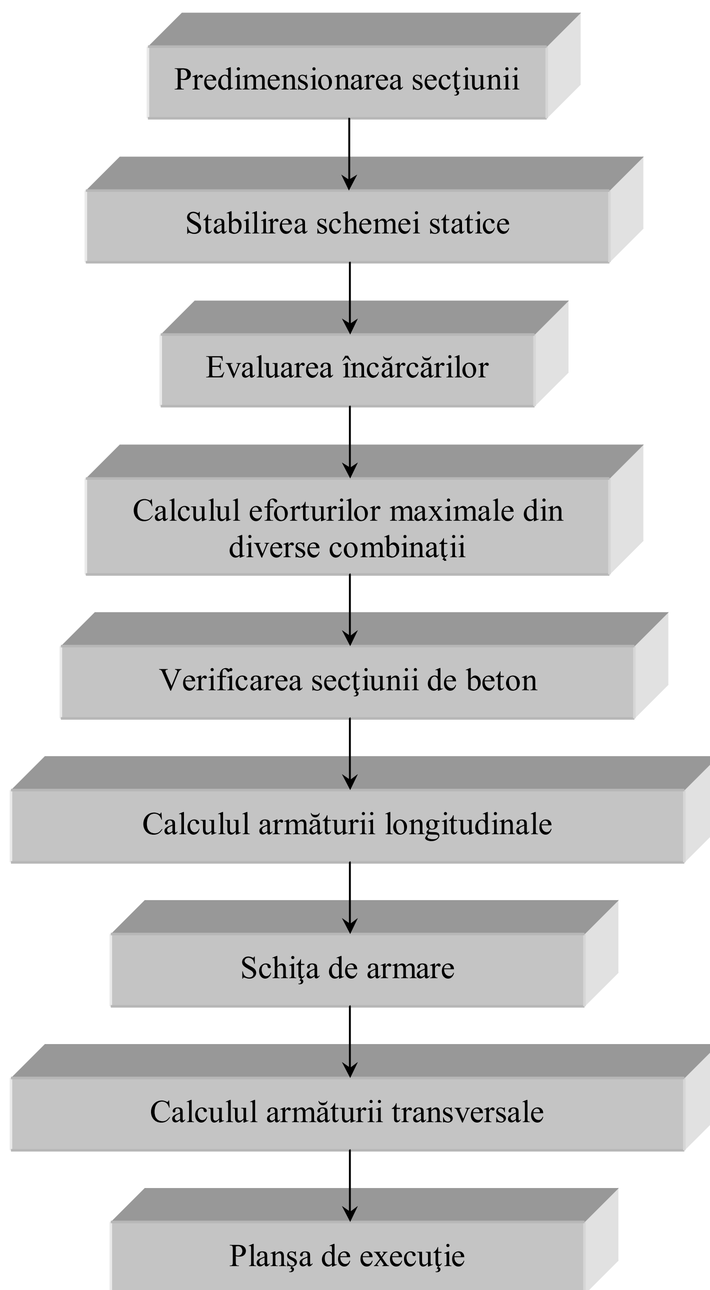


Fig. 1.1 – *Paşii de proiectare pentru un element din b.a.*

Primul pas în proiectarea elementelor din beton armat este *predimensionarea*. Această etapă presupune stabilirea aproximativă a dimensiunilor secţiunii de beton, pe baza experienţelor anterioare de proiectare, cunoscându-se anumiţi parametri iniţiali (deschideri, stare de încărcare axială etc.). Se face precizarea că, deşi în majoritatea cazurilor dimensiunile stabilite în această etapă rămân cele finale, există şi situaţii particulare în care, în urma analizei eforturilor secţiunea va trebui modificată.

Stabilirea schemei statice este a doua etapă de proiectare şi presupune identificarea a trei componente: axe, deschideri şi condiţii de rezemare. Schema statică poate fi una plană (mai simplu de implementat dar cu anumite limitări) sau una spaţială (mai complexă dar, în același timp mai exactă). Ca regulă generală, se poate adopta o schemă statică plană în cazul structurilor regulate, cu simetrie în plan şi monotonie pe verticală. În situaţia în care structura analizată este una nesimetrică, cu eventuale probleme de torsiune, se recomandă utilizarea unui model de calcul spaţial.

Evaluarea încărcărilor se face conform prescripţiilor tehnice în vigoare şi, uneori, conform doleanţelor beneficiarului, dacă acesta doreşte luarea în calcul a altor încărcări utile, diferite de cele prevăzute în normele tehnice. Încărcărilor evaluate le sunt aplicate o serie de coeficienţi de siguranţă, funcţie de gruparea de încărcare şi de natura încărcării.

Calculul eforturilor maximale se poate realiza fie manual, fie cu ajutorul unui program de calcul. Cea de-a doua variantă este preferată în marea majoritate a cazurilor deoarece timpii de calcul se reduc semnificativ şi pot fi rezolvate probleme de complexitate superioară. Pentru situaţii simple, se poate utiliza şi un calcul manual care să ofere rezultate imediate.

Cunoscându-se eforturile de calcul şi impunându-se un procent optim de armare de 1%, se poate trece la *verificarea dimensiunilor geometrice ale secţiunii de beton* impuse în etapa de predimensionare. Practic, pe baza eforturilor şi a cantităţii de armătură optime, se evaluează înălţimea necesară a secţiunii de beton. Dacă aceasta se apropie ca valoare de cea impusă la predimensionare atunci se poate trece la etapa următoare. Dacă însă sunt diferenţe mari între cele două valori, dimensiunile secţiunii vor fi modificate corespunzător şi proiectarea va fi reluată.

Calculul armăturilor longitudinale necesare se face foarte uşor cunoscându-se eforturile maximale şi secţiunea finală de beton, în final obţinându-se o cantitate teoretică necesară de armătură. Este important să nu se confunde cantitatea necesară de armătură evaluată în această etapă cu cantitatea optimă de armătură (utilizată în etapa anterioară **doar pentru verificarea secţiunii de beton)**.

Schiţa de armare urmăreşte transformarea cantităţii teoretice de armătură într-una practică, prin stabilirea numărului efectiv de bare precum şi diametrul acestora conform reglementărilor din standardele în vigoare.

Calculul armăturilor transversale urmăreşte stabilirea diametrelor etrierilor precum şi a distanţei dintre aceştia.

În final se elaborează *planşa de execuţie* care va sta la baza executării elementului.

1.2. Predimensionarea elementelor din beton armat

Predimensionarea elementelor din beton armat este o etapă aproximativă de stabilire a dimensiunilor geometrice ale secţiunii de beton. Deoarece o stabilire incorectă a acestor dimensiuni va conduce la o reluare a calculelor este de preferat ca această operaţi să se efectueze cât mai precis.

De aceea, pentru stabilirea dimensiunilor geometrice secţionale ale unui element nou se apelează la experienţa anterioară de proiectare, comparându-se situaţia nouă cu situaţii similare mai vechi care au fost deja rezolvate. Rezultă deci faptul că, predimensionarea este o etapă în care experienţa proiectantului este hotărâtoare.

Există însă o sumedenie de situaţii în care inginerul proiectant nu are experienţa necesară pentru stabilirea acestor caracteristici geometrice. În acest sens, au fost dezvoltate de-a lungul timpului o serie de relaţii unanim acceptate în mediul de proiectare, relaţii bazate pe proiectele anterioare similare şi care permit stabilirea dimensiunilor geometrice la betonului în situaţiile uzuale.

Aceste relaţii de predimensionare nu se regăsesc în normativele şi standardele de proiectare deoarece ele acoperă doar situaţiile curente, ele nefiind aplicabile pentru anumite situaţii particulare.

În continuare sunt prezentate câteva relaţii de predimensionare, pentru cele mai uzuale elemente, cu menţiunea că ele rezolvă cu succes cazurile uzuale dar nu pot garanta o corectitudine a rezultatelor în toate situaţiile.

1.2.1. Predimensionarea plăcilor din beton armat

Plăcile din beton armat sunt elemente de suprafaţă la care una din dimensiuni este mult mai mică decât celelalte două încărcate perpendicular pe planul lor. Deoarece lățimea și lungimea plăcilor sunt date de geometria structurii, predimensionarea plăcilor presupune aflarea grosimii acestora.

Plăcile din beton armat se clasifică din punct de vedere structural în două mari categorii: plăci armate pe o direcţie şi plăci armate pe două direcţii.

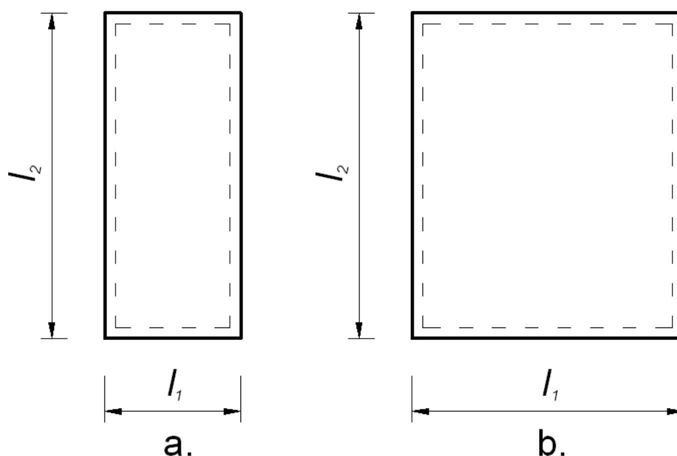


Fig. 1.2. – *Plăci armate: a. - pe o direcţie; b. - pe două direcţii*

Plăcile se armează pe o direcţie dacă raportul laturilor este fie mai mare decât 2, fie mai mic ca 0,5 (fig. 1.2.a). În acest caz, grosimea plăcii poate fi determinată cu relaţia:

$$h_p = \frac{1}{30...40} \min(l_1, l_2) \tag{1.1}$$

Dacă raportul laturilor plăcii este cuprins între 0,5...2 atunci plăcile se armează pe două direcţii. Deoarece plăcile lucrează mai raţional pe două direcţii, dimensiunea acestora poate fi ceva mai redusă, predimensionarea făcându-se cu relaţia:

$$h_p = \frac{1}{35...45}\min\left(l_1, l_2\right) \qquad (1.2)$$

În ambele situaţii, valoarea grosimii plăcii rezultată se rotunjeşte la multiplu de 10 mm.

1.2.2. Predimensionarea grinzilor din beton armat

Grinzile din beton armat sunt elemente liniare, plasate în poziţie orizontală care preiau încărcările de la plăci şi le transmit mai departe altor elemente structurale.

Dacă grinzile transmit încărcările altor elemente orizontale atunci acestea se numesc grinzi secundare. Dacă transmiterea încărcărilor se face la elemente verticale de rezistenţă, atunci acestea se numesc grinzi principale.

Există două diferenţe majore între grinzile secundare şi cele principale:

- grinzile secundare preiau încărcări verticale mai mici decât grinzile principale;
- grinzile principale preiau eforturi rezultate din acţiunea seismică, situaţie ce nu se regăseşte la grinzile secundare.

Deoarece starea de solicitare este diferită, este normal ca secţiunile celor două tipuri de grinzi să aibă dimensiuni diferite. Pentru grinzile secundare, calculul înălţimii secţiunii se face cu relaţia:

$$h_{gs} = \frac{1}{12...14}L, \qquad (1.3)$$

unde L este deschiderea de calcul a grinzii secundare.

Dimensiunea lăţimii secţiunii se evaluează cu relaţia:

$$b_{gs} = \frac{h_{gs}}{2...3} \qquad (1.4)$$

Dimensiune secţiunilor de beton armat pentru grinzile secundare se rotunjesc la multiplu de 50 mm dar, se face menţiunea că sunt acceptate alte două valori pentru lăţimea grinzilor secundare care nu respectă această regulă: 180 şi 220 mm.

Evaluarea înălţimii secţiunii pentru grinzile principale se face cu relaţia:

$$h_{gp} = \frac{1}{10...12} L, \tag{1.5}$$

unde L este deschiderea de calcul a grinzii principale.

Dimensiunea lăţimii secţiunii se evaluează cu relaţia:

$$b_{gp} = \frac{h_{gp}}{2...3} \tag{1.6}$$

Dimensiune secţiunilor de beton armat pentru grinzile principale se rotunjesc la multiplu de 50 mm dacă ele nu depășesc 800 mm. Când acestea depăşesc 800 mm, se vor rotunji la multiplu de 100 mm.

1.2.3. Predimensionarea stâlpilor din beton armat

Stâlpii din beton armat sunt elemente liniare, plasate în poziţie verticală care preiau încărcările de la elementele structurale orizontale şi le transmit mai departe fundaţiilor.

Stâlpii sunt solicitaţi la compresiune excentrică (forță axială şi moment încovoietor) dar, în faza de predimensionare nu sunt cunoscute valorile momentelor încovoietoare. Mai mult, stâlpii nu prezintă noţiunea de deschidere similar grinzilor, momentul încovoietor provenind din efectul de cadru, astfel că nu se poate face o predimensionare corectă doar pe baza unor caracteristici geometrice.

Din aceste considerente, predimensionarea stâlpilor se face funcţie de forţa axială care acţionează asupra acestora. Acest lucru presupune şi o evaluare a încărcărilor în această fază, dar acest lucru este necesar pentru o bună evaluare a dimensiunilor secţionale ale stâlpilor.

Aria secţiunii stâlpilor poate fi determinată cu relaţia:

$$A_{st} = \frac{N}{n_s \cdot R_c}, \qquad (1.7)$$

unde N reprezintă forţa axială ce acţionează asupra secţiunii evaluate, R_c este rezistenţa la compresiune a betonului iar n_s este un coeficient subunitar care ţine cont de faptul că stâlpii sunt solicitaţi şi la moment încovoietor şi care are valoarea cuprinsă între 0,20...0,50. Pentru structuri curente, n_s poate avea următoarele valori:

- n_s = 0,5 pentru stâlpii centrali ai etajelor superioare;
- n_s = 0,3 pentru stâlpii marginali ai etajelor superioare și pentru stâlpii centrali ai etajelor inferioare;
- n_s = 0,2 pentru stâlpii marginali ai etajelor inferioare.

Odată cunoscută aria secţiunii de beton, se poate stabili diametrul pentru stâlpii circulari sau dimensiunile laturilor pentru stâlpii rectangulari.

La stabilirea dimensiunilor laturilor stâlpilor rectangulari trebuie să se ţină cont de distribuţia momentelor încovoietoare pe cele două direcţii ortogonale ale structurii, în situaţiile uzuale respectându-se relaţia:

$$\frac{h_{st}}{b_{st}} \leq 1{,}5 \qquad (1.8)$$

unde b_{st} şi h_{st} sunt lăţimea şi, respectiv, înălţimea secţiunii stâlpului.

Se face observaţia că dimensiunea minimă a secţiunii stâlpilor din beton armat este de 300 mm şi că dimensiunile determinate în faza de predimensionare vor fi rotunjite la un multiplu de 50 mm.

1.2.4. Predimensionarea pereţilor structurali din beton armat

Pereţii structurali din beton armat sunt elemente liniare, plasate în poziţie verticală care preiau încărcările de la elementele structurale orizontale şi le transmit mai departe fundaţiilor. Din punct de vedere structural pereţii din beton armat au acelaşi rol ca şi stâlpii dar se utilizează

în cazul clădirilor înalte, când valorile mari ale încărcărilor axiale conduc la secţiuni ale stâlpilor exagerat de mari.

În cazul pereţilor structurali predimensionarea constă în determinarea grosimii acestora. Într-o primă fază se determină suma ariilor inimilor tuturor pereţilor de pe o anumită direcţie cu relaţia:

$$\sum A_{bi} = \frac{\gamma_I \cdot a_g \cdot n \cdot A_{pl}}{120} \tag{1.9}$$

unde:

- ΣA_{bi} – aria inimilor, în secţiune orizontală, ale tuturor pereţilor structurali, cu contribuţie semnificativă în preluarea forţelor orizontale, orientaţi paralel cu acţiunea forţelor orizontale;
- γ_I – coeficient de importanţă a construcţiei conform tabelului 4.2 din normativul P100-2006;
- a_g – acceleraţia terenului pentru proiectare, conform fig. 3.1. din normativul P100-2006;
- n – numărul de niveluri ale clădirii;
- A_{pl} – aria planşeului unui nivel.

Lăţimea minimă a pereţilor structurali se determină cu relaţia:

$$b = \frac{\sum A_{bi}}{\sum l_i} \tag{1.10}$$

unde:

- ΣA_{bi} – aria inimilor, în secţiune orizontală, ale tuturor pereţilor structurali, cu contribuţie semnificativă în preluarea forţelor orizontale, orientaţi paralel cu acţiunea forţelor orizontale;
- $\Sigma\, l_i$ – suma lungimilor inimilor, în secţiune orizontală, ale tuturor pereţilor structurali, cu contribuţie semnificativă în preluarea forţelor orizontale, orientaţi paralel cu acţiunea forţelor orizontale.

Se face observaţia că lăţimea calculată cu relaţia 1.10 este una minimală ce va trebui rotunjită superior la multiplu de 10 mm.

De asemenea, valoarea minimă acceptată pentru lăţimea pereţilor structurali este de 15 cm.

Pentru structurile cu maxim 10,,,12 niveluri se recomandă ca grosimea pereţilor structurali să fie păstrată constantă pe întreaga înălţime a clădirii.

1.3. Prevederi generale pentru elementele din beton armat

În cadrul proiectării elementelor din beton armat, normativele tehnice în vigoare stabilesc atât rezistenţele de calcul ale materialelor, cât şi câteva reguli generale de alcătuire. Astfel, în tabelul 1.1 sunt prezentate clasele minime de beton utilizate la elemente de construcţii, în tabelul 1.2. echivalenţa marcă-clasă pentru elementele din beton, iar în tabelele 1.3 şi 1.4 rezistentele betonului şi, respectiv, ale armăturii.

Tabel 1.1 – *Clasele minime de beton pentru elemente de construcţii*

<table>
<tr><th colspan="2">Elemente de construcţii</th><th>Clasa minimă de beton</th><th>Excepţii</th></tr>
<tr><td colspan="2">Elemente din beton simplu cu dimensiuni care nu sunt rezultate dintr-un calcul de rezistenţă şi blocurile din beton simplu ale fundaţiilor izolate cu bloc şi cuzinet.</td><td>C 2,8/3,5
C 4/5</td><td>În cazul elementelor aflate în contact cu apa subterană se foloseşte minim C 6/7,5.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Elemente din beton simplu cu dimensiunile stabilite pe baza unui calcul de rezistenţă, cu excepţia blocurilor din beton simplu ale fundaţiilor izolate cu bloc şi cuzinet.</td><td>C 6/7,5</td><td>În cazul elementelor aflate în contact cu apa subterană se foloseşte minim C 8/10.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Elemente din beton armat cu procente de armare reduse, cu armături prevăzute predominant constructiv.</td><td>C 8/10</td><td>-</td></tr>
<tr><td colspan="2">Elemente din beton armat monolit.
Elemente prefabricate din beton armat cu solicitări reduse.</td><td>C 12/15</td><td>În cazul elementelor supuse la presiunea apei, se foloseşte minim C16/20.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Elemente prefabricate din beton armat, cu excepţia celor cu solicitări reduse.</td><td>C 16/20</td><td>-</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Elemente din beton precomprimat cu armaturi pretensionate</td><td>bare de tip PC90</td><td>C 20/25</td><td>-</td></tr>
<tr><td>trefilate (sârme, toroane, liţe)</td><td>C 25/30</td><td>De la caz la caz, în funcţie de importanţa elementului în structură şi de regimul de solicitare se admite şi clasa C 20/25.</td></tr>
</table>

Tabelul 1.2 – *Rezistenţele betonului [N/mm²]*

Rezistenta	Pozitia de turnare	Solicitarea	Cazul	Dimensiunea cea mai mica a sectiunii	Clasa de beton C 6/7,5	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 28/35	C 32/40	C 40/50	C 50/60
R_c [N/mm²]	- verticala, cu inaltimea de turnare >1,5 m (stalpi, pereti, diafragme etc. din beton armat monolit) sau inclinata, cu cofraj pe toate laturile;	compresiune excentrica	a.	< 300 mm	3.50	4.70	7.00	9.00	11.50	13.50	15.30	16.80*	19.80*	23.60*
	- verticala ... (as above) / - orizontala (grinzi, rigle de cuplare etc. monolite, elemente prefabricate), inclinata cu cofraj pe trei laturi sau verticala cu inaltimea de turnare < 1,50 m	compresiune excentrica compresiune excentrica incovoiere	b.	≥ 300 mm < 300 mm < 200 mm	4.00	5.50	8.00	10.50	13.00	15.50	17.40	19.10*	22.50*	26.70*
	- orizontala (grinzi, rigle de cuplare etc. monolite, elemente prefabricate), inclinata cu cofraj pe trei laturi sau verticala cu inaltimea de turnare < 1,50 m	compresiune excentrica incovoiere	c.	≥ 300 mm ≥ 200 mm	4.70	6.50	9.50	12.50	15.00	18.00	20.50	22.50*	26.50*	31.50*
R_t [N/mm²]	- verticala, cu inaltimea de turnare >1,5 m (stalpi, pereti, diafragme etc. din beton armat monolit) sau inclinata, cu cofraj pe toate laturile;	compresiune excentrica	a.	< 300 mm	0.40	0.45	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.08*	1.23*	1.38*
	- verticala ... (as above) / - orizontala (grinzi, rigle de cuplare etc. monolite, elemente prefabricate), inclinata cu cofraj pe trei laturi sau verticala cu inaltimea de turnare < 1,50 m	compresiune excentrica compresiune excentrica incovoiere	b.	≥ 300 mm < 300 mm < 200 mm	0.45	0.50	0.70	0.80	0.95	1.05	1.14	1.23*	1.40*	1.57*
	- orizontala (grinzi, rigle de cuplare etc. monolite, elemente prefabricate), inclinata cu cofraj pe trei laturi sau verticala cu inaltimea de turnare < 1,50 m	compresiune excentrica incovoiere	c.	≥ 300 mm ≥ 200 mm	0.50	0.60	0.80	0.95	1.10	1.25	1.35	1.45*	1.65*	1.85*

Observatie: valorile marcate cu * s-au inmultit cu un coeficient suplimentar egal cu 0,95.

Tabelul 1.3 – *Echivalenţa marcă-clasă pentru beton*

Marca	B 50	B75	B 100	B 150	B 200	B 250	B 300	B 350	B 400	B 450	B 500	B 600	B 700
Clasa Bc xx	Bc 3,5	Bc 5	Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 22,5	Bc 25	Bc 30	Bc 35	Bc 40	Bc 50	Bc 60
Clasa C xx/xx	C* 2,8/3,5	C 4/5	C* 6/7,5	C 8/10	C 12/15	C 16/20	-	C 20/25	C 25/30	C* 28/35	C* 32/40	C 40/50	C 50/60
Modul de elasticitate.	-	-	14 000	21 000	24 000	27 000	-	30 000	32 500	34 500	36 000	38 000	40 000

Observatii:

- clasele marcate cu * nu există în normele europene;
- în normele europene mai există următoarele trei clase de beton, inexistente în standardele actuale din România: C 30/37, C 35/45 şi C 45/55;
- marca B 300 si, respectiv, clasa Bc 22,5 nu mai apar in STAS 10107/0-90.

Tabel 1.4 – *Rezistenţele armăturilor pentru b.a.*

Tip armătură	R_a [N/mm^2]
OB 37	210
PC 52 ($\phi < 32$)	300
PC 52 ($\phi \geq 32$)	290
PC60	350
STNB, STPB ($\phi < 8$)	370
STNB, STPB ($\phi \geq 8$)	325

În tabelele 1.5, 1.7 şi 1.8 sunt prezentate procentele minime şi maxime de armare pentru grinzi şi stâlpi.

Tabelul 1.5 – *Procente minime de armare pentru grinzi*

Tip element			Procent minim de armare in zonele întinse p_{min} [%]	
			pt. armături ce preiau momente negative de pe reazeme	pentru celelalte armături întinse
Rigle de cadru	participante la structuri antiseismice în zona seismica de calcul cu	$a_g > 0,08$	0,45	0,15
		$a_g = 0,08$	0,30	0,10
	neparticipante la structuri antiseismice		0,10	
Grinzi care nu reprezintă rigle de cadru şi plăci, la care procentul de armare rezultat din calcul este: $p_{calcul} \leq 0,10$	p_{calcul}	0,085…0,10	0,10	
		0,045…0,085	1,15 p_{calcul}	
		< 0,045	0,05	
Procentul minim de armare transversală în zonele plastice potenţiale, la grinzile cadrelor participante la structuri antiseismice, cu grad de protecţie antiseismică ≥ V: $p_e \geq 0,2$ %				
Procentul maxim de armare pentru grinzi se obţine din condiţia $\xi \leq \xi_b$. Valoarea lui ξ_b este 0,55 pentru betoane de clasă maxim C25/30 şi 0,50 pentru betoane de clasă mai mare ca C25/30.				

Se face observaţia că, în cazurile când, din motive de asigurare a rigidităţii necesare la deplasările laterale sau din alte motive justificate,

secţiunea de beton a stâlpilor este majorată faţă de cea impusă de dimensionarea la compresiune excentrică, astfel încât armăturile longitudinale rezultă dimensionate constructiv, procentele totale de armare minime admise se reduc cu 20 % faţă de cele din tabelul 1.7, cu condiţia ca procentul de armare pe fiecare latură să nu scadă sub: 0,15 % pentru stâlpii din clasa A; 0,10 % pentru stâlpii din clasa B; 0,075 % pentru stâlpii din clasa C. Clasele de ductilitate pentru stâlpi sunt definite în tabelul 1.6.

Tabelul 1.6 – *Definirea claselor de ductilitate pentru stâlpi*

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">Gradul de participare a stâlpilor la solicitările din acţiuni seismice</th><th colspan="2">Clasa de stâlpi pentru zona seismică</th></tr>
<tr><th>a_g>0,08</th><th>a_g=0,08</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Participanţi la structuri antiseismice</td><td>Stâlpi în care pot interveni zone plastice din acţiuni seismice</td><td>A</td><td>B</td></tr>
<tr><td>Stâlpi proiectaţi pentru a rămâne în domeniul elastic sub acţiuni seismice</td><td>B</td><td>B</td></tr>
<tr><td>Stâlpi care sub acţiuni seismice rămân în domeniul elastic datorită faptului că din aceste acţiuni le revin solicitări reduse</td><td colspan="2">C</td></tr>
<tr><td colspan="2">Neparticipanţi la structuri antiseismice</td><td colspan="2">C</td></tr>
</table>

Tabelul 1.7 – *Procente minime şi maxime de armare longitudinală pt. stâlpi*

<table>
<tr><th colspan="2">Clasa stâlpului</th><th colspan="3">A</th><th colspan="3">B</th><th colspan="3">C</th></tr>
<tr><th colspan="2">Armaturile longitudinale din oţel:</th><th>PC60</th><th>PC52</th><th>OB37</th><th>PC60</th><th>PC52</th><th>OB37</th><th>PC60</th><th>PC52</th><th>OB37</th></tr>
<tr><td rowspan="3">p (total) minim pentru stâlpi:</td><td>interiori</td><td>0,50</td><td>0,60</td><td>0,80</td><td colspan="2">0,50</td><td>0,60</td><td colspan="2" rowspan="3">0,40</td><td rowspan="3">0,50</td></tr>
<tr><td>marginali</td><td>0,60</td><td>0,70</td><td>0,90</td><td colspan="2">0,60</td><td>0,70</td></tr>
<tr><td>de colţ</td><td>0,70</td><td>0,80</td><td>1,0</td><td colspan="2">0,70</td><td>0,80</td></tr>
<tr><td colspan="2">Procente minime de armare pe fiecare latura</td><td colspan="9">0,20</td></tr>
<tr><td colspan="11">Observaţie: la construcţiile cu un singur nivel, cu grinzile de acoperiş articulate pe stâlpi, pentru toţi stâlpii, inclusiv cei marginali şi cei de colţ, sunt valabile procentele minime de armare date în tabel pentru cazul stâlpilor interiori.</td></tr>
<tr><td colspan="11">Procentul total de armare maxim recomandat: 2,5 %.</td></tr>
</table>

Tabelul 1.8 – *Procente minime de armare transversală pt. stâlpi*

<table>
<tr><th colspan="2">Clasa de stâlp</th><th colspan="2">p_e min [%]</th></tr>
<tr><td rowspan="3">A</td><td rowspan="2">în zone plastice potenţiale</td><td>$\xi \leq 0{,}4$</td><td>$10 \cdot R_c \cdot (0{,}4 + n) / R_a$</td></tr>
<tr><td>$0{,}4 < \xi \leq \xi_b$</td><td>$[\, 10 \cdot R_c \cdot (0{,}4 + n) / R_a \,] + [\, 0{,}5 \cdot (\xi - 0{,}4) \,]$</td></tr>
<tr><td>pe restul înălţimii stâlpului</td><td colspan="2">0,15 %</td></tr>
<tr><td colspan="2">B si C</td><td colspan="2">0,10 %</td></tr>
<tr><td colspan="4">Observaţie: $n = N / (b \cdot h \cdot R_c)$; Pentru betoane de clasă cel mult C 25/30 ξ_b=0,60 pentru OB37 si ξ_b = 0,55 pentru armături PC52 şi PC60. Pentru betoane de clasă mai mare ca C 25/30 ξ_b=0,55 pentru OB37 si ξ_b = 0,50 pentru armături PC52 şi PC60.</td></tr>
</table>

1.4. Ancorarea şi înnădirea armăturilor în beton

Ancorarea barelor de armătură în beton are ca scop principal evitarea smulgerii acestora şi atingerea stadiului de cedare prin curgerea oţelului şi nu prin smulgerea armăturilor din beton.

Lungimea de ancorare la capătul unei bare, dincolo de secţiunea în care este solicitată maximal, se calculează cu expresia:

$$l_a = \lambda_a \cdot d \tag{1.11}$$

unde d este diametrul barei de armătură iar λ_a se calculează cu relaţia:

$$\lambda_a = n_{anc} \frac{R_a}{R_t} + \lambda_{a0} \tag{1.12}$$

Valorile n_{anc} şi λ_{a0} sunt date în tabelul 1.9 pentru diferite condiţii de solicitare şi aderenţă. Pentru armăturile solicitate la întindere ale elementelor din beton armat obişnuit, în cazurile curente, se pot utiliza în relaţia 1.11 pentru λ_a direct valorile date in tabelul 1.10.

La elementele din beton cu agregate uşoare, în cazul utilizării la armăturile de rezistenta a oţelului OB37, lungimile de ancoraj determinate cu relaţia 1.11 sau cu tabelul 1.9 se majorează cu 50%.

Tabelul 1.9 – *Valorile coeficienţilor* n_{anc} *şi* λ_{a0}

Condiţii de aderenţă şi de solicitare	Aderenţă bună, condiţii normale de solicitare		Condiţii defavorabile de solicitare sau aderenţă		λ_{a0}
Armături solicitate la:	Valorile n_{anc} pentru oţel:				
	PC60, PC52	OB37	PC60, PC52	OB37	
Întindere	0,05	0,08	0,07	0,12	12
Compresiune	0,03	0,05	0,04	0,07	10

Se consideră ca având condiţii defavorabile de solicitare:

- armăturile din zonele plastice potenţiale ale elementelor participante la structuri antiseismice, în zonele de seismicitate caracterizate de $a_g > 0,08$;
- armăturile elementelor solicitate la încovoiere de forţe concentrate importante situate la distanţe mai mici de 40*d* faţă de marginea interioară a celui mai apropiat reazem;
- armăturile elementelor calculate la oboseală.

În cazurile când se cumulează condiţii defavorabile de aderenţă cu condiţii defavorabile de solicitare, valorile din tabelul 1.9 se majorează cu 20%.

Tabelul 1.10 – *Valorile coeficientului* λ_a *la elemente curente din b.a.*

Oţel	Clasa betonului	Valorile λ_a pentru:		
		Aderenţă bună, condiţii normale de solicitare	Condiţii defavorabile de aderenţă sau de solicitare	Condiţii defavorabile de aderenţă cumulate cu condiţii defavorabile de solicitare
PC60	C12/15	35	45	55
	C16/20, C20/25	30	40	50
PC52	C8/10, C12/15	35	45	55
	C16/20, C20/25	30	40	50
OB37	C8/10, C12/15	40	50	60
	C16/20, C20/25	35	45	55

Se consideră ca având condiţii defavorabile de aderenţă:

- armături având o poziţie orizontală sau cu o înclinare sub 45° faţă de orizontală în timpul turnării, în elemente cu înălţimea secţiunii h ≥ 300 mm situate în jumătatea superioară a elementului;
- armăturile orizontale din elementele verticale având înălţime mare şi grosime ≤ 300 mm (pereţi structurali, pereţi de rezervoare şi silozuri etc.);
- alte armături, în cazuri deosebite (pe bază de justificare), la care condiţiile de armare, condiţiile tehnologice de turnare a betonului sau alte cauze pot influenţa în sens defavorabil realizarea unei bune aderenţe în zona de ancorare (de ex. la pereţii executaţi în cofraje glisante).

Dacă armătura rezultă dintr-o dimensionare constructivă şi e solicitată la un efort $\sigma_a < R_a$, în relaţia 1.12 se va înlocui R_a cu σ_a.

Necesitatea prevederii cârligelor este impusă la barele de tip OB37, cârligul fiind îndoit la 180° şi având zona dreaptă de minim 3*d* şi raza îndoirii de minim 1,25*d* (fig. 1.3.a) la barele longitudinale. La armăturile transversale cârligul se îndoaie la 135°, zona dreaptă are lungimea minim 5*d* iar raza îndoirii va fi de minim 2,5*d*. Lungimea ciocului nu va fi inclusă în lungimea de ancorare, aceasta limitându-se doar la porţiunea dreaptă a barei.

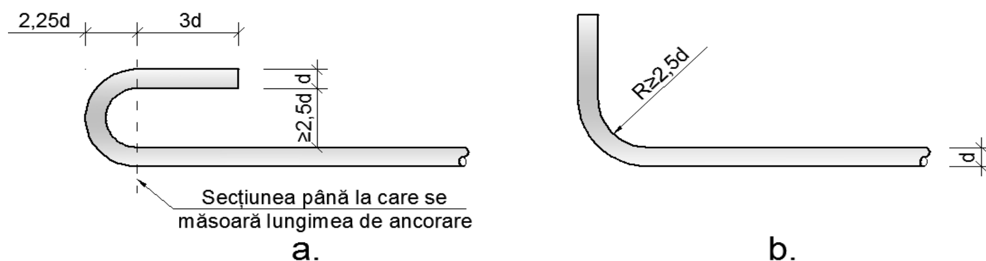


Fig. 1.3 – *Modul de realizare a ciocurilor la:*
a. – bare OB37; b. – bare PC52 şi PC60

Necesitatea prevederii cârligelor nu este obligatorie la barele de tip PC52 şi PC60. Dacă se prevăd cârlige, acestea sunt îndoite la 90° şi au lungimea de minim 7*d* si raza curburii de minim 2,5*d* (fig. 1.3.b). În acest caz, lungimea desfăşurată a ciocului va fi inclusă în lungimea de ancorare l_a. La armăturile constructive si de montaj NU se prevăd ciocuri.

Înnădirea armăturilor este impusă atât din considerente de material (barele având lungimi de 12,0 m sau 18,0 m) cât şi din considerente tehnologice (realizarea armăturilor pentru elementele verticale pentru toate etajele simultan nefiind posibilă). Înnădirile se vor amplasa de regula în zonele de efort minim în armătură.

Înnădirea prin sudură este obligatorie pentru barele cu diametrul ≥ 32 mm şi este recomandată pentru barele cu diametrul de 25 şi 28 mm. Nu se înnădesc prin sudură barele cu diametrul mai mic de 10 mm.

În zonele plastice potenţiale participante la structuri antiseismice, se evită înnădirea armăturilor. Dacă acest lucru nu este posibil, se vor realiza prin sudură înnădirile tuturor barelor cu diametrul ≥ 16 mm în cazul elementelor portante verticale ale clădirii (stâlpi, diafragme). Această prevedere este obligatorie numai la nivelul de la baza construcţiei, adică la baza fundaţiei sau la nivelul încastrării stâlpilor de la parter în pereţii de la subsol.

Aceasta prevedere poate fi evitată la construcţiile curente (H≤3 m) prin prelungirea mustăţilor de la fundaţii sau din pereţii subsolului până deasupra nivelului următor.

În cazul elementelor supuse la întindere centrică sau întindere cu mică excentricitate înnădirile se fac de obicei prin sudură. Se admite prin excepţie ca, la armăturile inelare ale pereţilor cilindrici sau tronconici ai rezervoarelor, silozurilor, etc. înnădirea să se facă prin suprapunere, cu următoarele condiţii:

- armăturile să fie din bare cu profil periodic (PC52, PC60);
- diametrele barelor sa fie ≤ 20 mm;
- lungimile de suprapunere l_s sa fie $\geq 1{,}5 \cdot l_a$ (la pereţii de silozuri $l_s \geq 2 \cdot l_a$ şi $l_s \geq 60d + 200$ mm);
- secţiunile de înnădire să fie decalate astfel ca în aceeaşi secţiune să nu fie înnădite mai mult de 25% din bare.

Nu se admite folosirea sudurii la înnădirile armăturilor din oţeluri a căror calităţi fizico-mecanice au fost îmbunătăţite pe cale mecanică (sârmă trasă). Interdicţia nu se referă şi la sudurile prin puncte de la nodurile plaselor sudate executate industrial.

Pentru armăturile din bare laminate la cald, lungimea de suprapunere a înnădirii se determină cu relaţia:

$$l_s = k_s \cdot l_a \quad (1.13)$$

unde l_a este lungimea de ancorare iar k_s este dat de relaţia

$$k_s = 1 + 0,5 \cdot r_i \quad \text{pentru înnădiri în zone întinse} \quad (1.14)$$

şi

$$k_s = 1 + 0,25 \cdot r_i \quad \text{pentru înnădiri în zone comprimate} \quad (1.15)$$

unde r_i este raportul dintre aria armăturilor înnădite în secţiunea *i* şi aria tuturor armăturilor din aceeaşi secţiune.

Înnădirile se decalează astfel încât să se respecte condiţia $r_i \leq 0,25$ pentru armăturile de tip OB37 şi $r_i \leq 0,50$ pentru armăturile de tip PC52 sau PC60.

Pentru elemente solicitate la încovoiere sau compresiune excentrică, dacă efortul în armăturile întinse scade astfel încât la unul din capete să devină $\sigma_a \leq 0,25\ R_a$, se admite ca în relaţia 1.13 să se ia $k_s = 1$. Prevederea nu se aplică riglelor şi stâlpilor cadrelor participante la structuri antiseismice.

Pentru armăturile care, sub orice grupare de încărcări rămân solicitate numai la compresiune, lungimea de înnădire va fi: 30*d* pentru betoanele de clasă < C20/25 şi 20*d* în cazul celor de clasă ≥ C20/25.

Pentru plase sudate lungimea de suprapunere este:

- la plăci:
  - lungimea a două ochiuri + 50 mm dacă efortul în armătură sub încărcările de calcul este $0,5 \cdot R_a < \sigma_a \leq R_a$;
  - lungimea unui singur ochi + 50 mm dar cel puţin 40*d* dacă efortul în armătură sub încărcările de calcul este $\sigma_a \leq 0,5 \cdot R_a$;
- la armăturile de pe inimile diafragmelor:
  - lungimea unui singur ochi + 50 mm dar cel puţin 40*d* la barele orizontale;
  - lungimea unui singur ochi + 50 mm dar cel puţin 60*d* şi cel puţin 300 mm la barele verticale.

La elementele din beton armat la care dimensiunile secţiunii de beton nu permit să se asigure între barele care se înnădesc un spaţiu cu grosimea 1,25*d* şi cel puţin 25 mm, se permite ca barele sa fie juxtapuse fără interspaţiu şi legate între ele cu sârmă pe lungimea înnădirii.

Înnădirea armăturilor prin sudură se face cu procedee de sudare obişnuite, conform reglementărilor tehnice specifice referitoare la sudarea armăturilor din oţel-beton, în care sunt indicate şi lungimile minime necesare ale cordoanelor de sudură.

De regulă, cordoanele de sudură se dispun simetric faţă de bara de armătură. Cordoanele excentrice sunt admise doar la elementele a căror alcătuire şi armare transversală permite preluarea eforturilor suplimentare locale generate de transmiterea excentrică a eforturilor.

Sudurile pot fi realizate prin suprapunere sau cu eclise. La îmbinarea cu sudură prin suprapunere (fig. 1.4) cele două bare se îndoaie astfel ca axele lor să fie în prelungire. În acest caz sunt realizate două cordoane de sudură pentru transmiterea centrică a eforturilor.

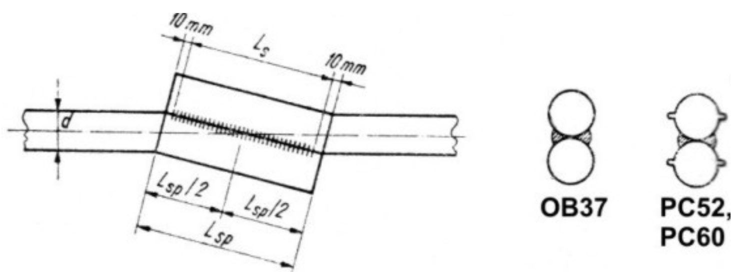


Fig. 1.4 – *Realizarea înnădirilor sudate prin suprapunere*

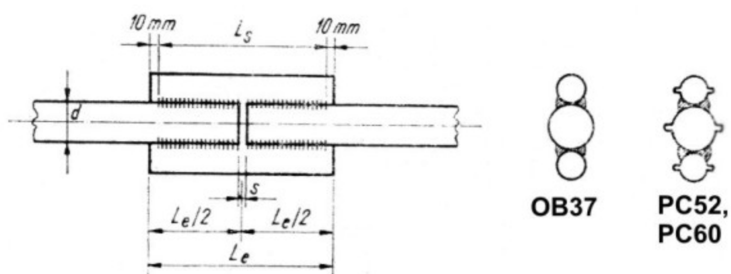


Fig. 1.5 – *Realizarea înnădirilor sudate cu eclise*

La îmbinarea cu eclise (fig. 1.5) cele două eclise se dispun simetric faţă de axul barelor iar suma ariilor ecliselor trebuie să fie cel puţin egală cu cea a barelor care se îmbină. În acest caz, sunt prevăzute patru cordoane de sudură pentru transmiterea centrică a eforturilor.

Caracteristicile geometrice ale înnădirilor sunt date in tabelul 1.11.

Tabelul 1.11 – *Caracteristicile înnădirilor prin sudură*

<table>
<tr><th colspan="2">Tipul de otel</th><th>OB37</th><th>PC52, PC60</th></tr>
<tr><td colspan="2">Lungimea sudurii (L_s)</td><td>4 d</td><td>5 d</td></tr>
<tr><td colspan="2">Grosimea sudurii (a)</td><td>0,34 d</td><td>0,34 d</td></tr>
<tr><td>Înnădirea prin suprapunere (fig. 1.4)</td><td>Lungimea de suprapunere (L_{sp})</td><td>4 d + 20 mm</td><td>5 d + 20 mm</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Înnădirea cu eclise (fig. 1.5)</td><td>Lungimea ecliselor (Le)</td><td>4 d + 20 mm</td><td>5 d + 20 mm</td></tr>
<tr><td>Rostul dintre capetele barelor</td><td>1…2 mm</td><td>1…2 mm</td></tr>
</table>

1.5. Acoperirea cu beton a armăturilor

Stratul de acoperire cu beton trebuie să asigure condiţii favorabile de aderenţă a armăturilor şi protecţia acestora împotriva acţiunii agenţilor fizici şi chimici ai mediului în care este situat elementul de construcţie.

Grosimea lui se stabileşte diferenţiat în funcţie de: tipul de element, diametrul armăturilor, condiţiile de expunere la intemperii şi la umiditate ridicată, condiţii de expunere la medii cu agresivitate chimică ridicată, clasa betonului, gradul de rezistenţă la foc cerut construcţiei.

Din punct de vedere al condiţiilor de expunere la acţiunea intemperiilor şi umidităţii ridicate, în medii considerate fără agresivitate chimică, elementele de construcţie se clasifică în patru categorii, prezentate în tabelul 1.12.

Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturii în medii fără agresivitate chimică este prezentată în tabelul 1.13. Referitor la valorile din tabelul 1.13 se fac următoarele observaţii:

- în cazul elementelor din beton de clasa C8/10 sau C12/15 valorile din tabel se sporesc cu 5 mm;

Tabelul 1.12 - *Definirea categoriilor de expunere a elementelor*

Categoria	Definire
I	Elemente situate în spaţii închise(feţele spre interior ale elementelor structurale din clădiri civile, inclusiv cele din grupurile sanitare şi bucătăriile apartamentelor de locuit şi din hale industriale închise, cu umidităţi relative interioare ≤ 75%). Elemente în contact cu exteriorul, daca sunt protejate prin tencuire sau printr-un alt strat de protecţie echivalent.
II	Elemente situate în aer liber, neprotejate, cu excepţia celor expuse la îngheţ şi dezgheţ în stare umedă. Elemente aflate în spaţii închise cu umiditatea relativă interioară peste 75%; hale industriale cu umiditatea superioară acestei limite, acoperişurile rezervoarelor şi bazinelor, grupurile sanitare şi bucătăriile din construcţiile cu utilitate publică, subsolurile neîncălzite ale clădirilor etc.
III	Elemente situate în aer liber, expuse la îngheţ şi dezgheţ în stare umezită. Elemente situate în spaţii închise în halele industriale cu condens tehnologic (hale cu degajări de abur etc.). Feţele elementelor în contact cu apa sau cu alte lichide fără agresivitate chimică (ex.: pereţii şi fundul rezervoarelor, bazinelor şi cuvelor castelelor de apă). Feţe în contact cu pământul ale elementelor prefabricate şi ale celor monolite turnate în cofraj (grinzi, stâlpi, pereţi etc.) sau pe beton de egalizare.
IV	Feţele în contact cu pământul ale elementelor din beton armat monolit turnate direct în săpături (fundaţii, ziduri de sprijin etc.).

- în toate cazurile, grosimea stratului de acoperire va fi de cel puţin 1,2*d* (*d* = diametrul armaturilor);
- la pereţi, valorile din paranteză sunt date pentru pereţii turnaţi în cofraj glisant;
- la elementele structurale din categoriile I sau II care au la baza o porţiune subterană (intrând în categoria III), se poate menţine şi pe aceasta porţiune aceeaşi grosime a stratului de acoperire ca şi la partea supraterană, realizând diferenţa de grosime necesară la partea subterană prin tencuire cu mortar de ciment de marca ≥ M100;
- la panourile mari prefabricate de faţadă, grosimea stratului de acoperire depinde de natura finisajelor si a termoizolaţiilor;

Tabelul 1.13 – *Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton pentru medii fără agresivitate chimică*

Armături	Tipul de element	Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton, în mm, pentru elemente de clasa ≥ C16/20, din categoriile:					
		I		II		III	IV
		monolite sau preturnate	prefabricate uzinate	monolite sau preturnate	prefabricate uzinate		
Longitu-dinale	Plăci plane şi curbe Nervuri dese cu lăţime ≤ 150 mm ale planşeelor	10	10	15	15	20	-
	Pereţi	15 (30)	10	20 (30)	15	30	45
	Grinzi, stâlpi, bulbii diafragmelor	25	20	30	25	35	-
	Fundaţii Fundurile rezervoarelor şi ale castelelor de apă	-	-	-	-	35	45
Transver-sale	Etrieri Bare transversale ale carcaselor sudate	15	10	15	15	20	25

- pentru elementele din categoria IV, valorile sporite ale stratului de acoperire au în vedere şi neplaneităţile inevitabile ale suprafeţei de contact dintre element şi pământ; de asemenea, valorile se referă şi la cazul când elementele respective sunt în contact cu apa subterană, dacă aceasta nu prezintă agresivitate chimică;

- la elementele din categoria III care se află în contact direct cu lichide, dacă feţele de contact cu lichidul sunt protejate prin tencuire sau prin placare cu faianţă, se poate reduce grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton, adoptându-se valorile din tabel pentru elementele din categoria II;
- la elementele din categoria II, grosimile minime se sporesc cu 5 mm dacă elementele sunt realizate din beton cu agregate uşoare;
- grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor longitudinale va fi de regula multiplu de 5 mm, obţinută prin rotunjirea în plus sau cu cel mult 2 mm în minus a valorii determinate pe baza prevederilor de mai sus;
- la plăci şi la pereţi, grosimile minime ale stratului de acoperire date în tabel, condiţia 1,2*d* şi prevederea anterioară se raportează la armăturile de pe primul rând.

Pentru elementele supuse acţiunii mediului salin al Mării Negre, sunt prezentate în tabelele 1.14 şi 1.15 acoperirile specifice cu beton. În tabelul 1.14 sunt prezentate grosimile suplimentare ce trebuie adoptate pentru elementele supuse agresivităţii atmosferice a Mării Negre iar în tabelul 1.15 grosimile minime ale elementelor expuse la acţiunea apei de mare.

Tabel 1.14 – *Elemente expuse la agresivitatea atmosferică a Mării Negre*

Regim de înălţime	Categoria	Gradul de agresivitate al atmosferei	Sporuri la grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor faţă de valorile din tab. 1.12 pentru elemente din b.a. [mm]	
			monolite sau preturnate pe şantier	prefabricate uzinate
normal	I	oricare	0	0
moderat	II	slabă	5	10
		intensă	10	10
sever	III	slabă	10	10
		intensă	15	10

Tabel 1.15 – *Elemente expuse la agresivitatea apei de mare a Mării Negre*

Gradul de agresivitate al apei		Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturii [mm]	
		fără folosirea de inhibitori	cu folosirea de inhibitori
Slabă		40	30
Intensă	piloţi prefabricaţi	40	30
	alte elemente	70	50

Pentru stabilirea grosimilor straturilor de acoperire cu beton a armăturilor elementelor amplasate în medii agresive din punct de vedere chimic, trebuie mai întâi stabilite grupele de concentraţie pentru diferite gaze agresive chimic (tabel 1.16).

Apoi, se definesc patru clase de agresivitate chimică a mediului: foarte slabă, slabă, medie şi puternică (tabelul 1.17).

În final, sunt prezentate grosimile minime de acoperire cu beton a armăturilor situate în medii agresive din punct de vedere chimic (tabelul 1.18).

Tabelul 1.16 – *Definirea grupelor de concentraţii pentru gazele agresive*

Denumirea gazului	Formula chimică	Concentraţia [mg gaz/mc aer]		
		Grupa de concentraţie a gazelor		
		A	B	C
Bioxid de sulf	SO_2	< 0,10	0,10 - 5,0	5,1 - 50
Hidrogen sulfurat	H_2S	< 0,01	0,01 - 0,5	0,51 - 5
Acid fluorhidric	HF	< 0,02	0,02 - 0,5	0,51 - 5
Clor	Cl_2	< 0,05	0,05 - 0,5	0,51 - 2
Acid clorhidric	HCl	< 0,05	0,05 - 1,0	1,1 - 10
Amoniac	NH_3	< 0,10	0,10 - 5,0	5,1 - 50
Oxid de azot	NO, NO_2	< 0,05	0,05 - 1,0	1,1 - 10

Tabelul 1.17 – *Definirea claselor de agresivitate chimică a mediului*

Clasa de agresivitate a mediului	Umiditatea relativa a aerului [%]	Caracteristicile gazelor agresive
I. Foarte slabă	61…75	fără gaze agresive *
	≤ 60	gaze agresive grupa A
II. Slabă	intemperii si umiditate predominanta peste 75%	fără gaze agresive *
	61…75	gaze agresive grupa A
	≤ 60	gaze agresive grupa B
III. Medie	> 75	gaze agresive grupa A
	61…75	gaze agresive grupa B
	≤ 60	gaze agresive grupa C
IV. Puternică	> 75	gaze agresive grupa B
	61…75	gaze agresive grupa C pulberi agresive
* Se aplica tabelul 1.12 (condiţii normale de mediu).		

Tabelul 1.18 – *Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton pentru medii cu agresivitate chimică*

Clase de agresivitate a mediului	Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton [mm]				
	plăci plane şi curbe	pereţi	grinzi: armături de rezistenţă	grinzi: armături constructive	stâlpi, bulbii diafragmelor
Foarte slabă	15	20 (30)	30	conform tabelului 1.12	30
Slabă	15	20 (30)	30		35
Medie	20	30	35	conf. tab. 1.12 dar ≥ 2,5	40
Puternică	20	35	40		45
Obs.: valorile din paranteză sunt date pentru pereţii turnaţi în cofraj glisant.					

1.6. Corespondenţa notaţiilor româneşti cu cele europene

Deoarece codurile de proiectare româneşti vor fi armonizate cu cele europene, se consideră utilă prezentarea corespondenţei dintre principalele notaţii folosite la redactarea acestora (tabelul 1.19).

Tabelul 1.19. – *Corespondenţa dintre notaţiile europene şi cele româneşti*

Nr. curent	Notaţii după EC2	Semnificaţia notaţiei	Notaţii folosite în România
1	A_c	Aria totală a secţiunii transversale de beton	A_b
2	A_{ct}	Aria secţiunii betonului din zona întinsă până la apariţia primei fisuri	A_{bt}
3	$A_{ct,eff}$	Aria efectivă a secţiunii întinse de beton	$A_{bt,ef}$
4	A_s (A_{s1})	Aria secţiunii armăturii longitudinale întinse, la starea limită ultimă	A_a
5	A_{s2}	Aria secţiunii armăturii longitudinale comprimate, la starea limită ultimă	A'_a
6	A_{sl}	Arie suplimentară a armăturii longitudinale necesară în calculul la torsiune	A_{al}
7	A_{st} A_{sw}	Aria secţiunii unei bare a armăturii transversale pentru preluarea forţei tăietoare	A_{et} A_{ai}
8	ϕ_s	Diametrul armăturii longitudinale	d
9	ϕ_t	Diametrul armăturii transversale	d_t
10	U_s	Perimetrul armăturii longitudinale a cărei arie este A_s	u
11	C	Clasa de rezistenţă a betonului	C (fost Bc)
12	E_c $E_{c(28)}$	Modulul de elasticitate tangent al betonului de greutate normală la 28 zile	E_b
13	E_{cd}	Valoarea de calcul a modulului de elasticitate secant	E'_b
14	E	Modulul de elasticitate al armăturii	E_a
15	F_c	Rezultanta eforturilor unitare de compresiune în beton într-o secţiune critică, la starea limită ultimă	C_b
16	F_s	Rezultanta eforturilor unitare din armătura întinsă, într-o secţiune critică, la starea limită ultimă	T_a
17	G_d	Valoarea de calcul a unei acţiuni permanente	G_d
18	G_k	Valoarea caracteristică a unei acţiuni permanente	G_k
19	I_c	Momentul de inerţie al secţiunii brute de beton în raport cu axa centrului de greutate	I_b
20	G_d	Valoarea de calcul a unei acţiuni variabile	G_d
21	G_k	Valoarea caracteristică a unei acţiuni variabile	G_k
22	M_{sd}, N_{sd}, V_{sd}, T_{sd}	Valoarea de calcul a eforturilor secţionale	M, N, Q, M_t

23	M_{yd}	Valoarea momentului încovoietor care produce efortul f_{yd} în armătură	-
24	M_{yk}	Valoarea momentului încovoietor care produce efortul f_{yk} în armătură	-
25	R_d	Valoarea de calcul a unui efort capabil	S_{cap}
26	V_{cd}	Forţa tăietoare capabilă a betonului din zona comprimată	Q_b
27	V_{wd}	Forţa tăietoare capabilă a armăturii transversale	Q_{ai} Q_{et}
28	b	Lăţimea totală a secţiunii transversale sau a tălpii, la grinzile în formă de T sau L	b, b_p
29	b_w	Lăţimea nervurii (inimii) la grinzile cu secţiunea în formă de T sau L	b
30	c	Acoperirea minimă cu beton a armăturii	a_b
31	d	Înălţimea utilă a secţiunii transversale	h_0
32	f_{bd}	Valoarea de calcul a efortului maxim de aderenţă	τ_{max}
33	σ_c	Tensiunea de compresiune în beton	σ_b
34	f_c	Rezistenţa la compresiune a betonului	R_b
35	f_{ck} ($f_{c0.05}$)	Rezistenţa caracteristică a betonului la compresiune determinată pe cilindru, la 28 zile	R_{ck}
36	f_{cd} ($f_{ck/\gamma c}$)	Rezistenţa de calcul la compresiune a betonului determinată pe cilindri	R_c
37	$f_{ck,cub}$	Rezistenţa caracteristică a betonului, determinată pe cub, la 28 zile	R_{bk} ($R_{bmin5\%}$)
38	f_{cm}	Rezistenţa medie la compresiune determinată pe cilindri (EC2), respectiv pe cuburi (STAS 10.107/0-90)	$\overline{R_b}$
39	$f_{ctk\ 0.05}$	Rezistenţa caracteristică la întindere a betonului (fractilul 5%)	R_{tk} $0.22(R_{ck})^{2/3}$
40	f_{ctm} ($0.30\ f_{ck}^{2/3}$)	Valoarea medie a rezistenţei la întindere a betonului	$\overline{R_t}$ $0.22(\overline{R_b})^{2/3}$
41	$f_{ctk\ 0.05}/\gamma_c$	Rezistenţa de calcul la întindere a betonului	R_t
42	f_y	Limita de curgere a armăturii	σ_c
43	f_{yk}	Rezistenţa caracteristică de curgere a armăturii	R_{ak}
44	f_{yd} (f_{yk}/γ_s)	Rezistenţa de calcul a armăturii longitudinale	R_a
45	f_{ywd}	Rezistenţa de calcul a armăturii longitudinale	R_{at}
46	e_a	Excentricitatea adiţională care acoperă imperfecţiunile geometrice în execuţie	e_a
47	$e_0 = M_s/N_s$	Excentricitatea de ordinul I a forţei de compresiune	$e_0 = M/N$
48	l	Lungimea (deschiderea) elementului	l
49	$L_{b,\ min}$	Lungimea minimă de ancorare	l_a
50	h_t	Înălţimea tălpii unei secţiuni în formă de T sau L	h_p
51	s	Distanţa dintre etrieri	a_e

52	s_m	Distanţa medie finală dintre fisuri	λ_f
53	x	Valoarea absolută a înălţimii zonei comprimate de beton	x
54	x/d	Valoarea relativă a înălţimii zonei comprimate de beton	ξ
55	w_k	Deschiderea medie de calcul a fisurii	α_f
56	α_c (E_s/E_c)	Valoarea coeficientului de echivalenţă	n (E_a/E_b)
57	α	Unghiul armăturilor înclinate pentru preluarea forţei tăietoare, faţă de axa longitudinală a elementului	α
58	γ_c (γ_m)	Coeficient parţial de siguranţă al betonului folosit la determinarea rezistenţelor de calcul	γ_{bc} γ_{bt}
59	γ_s (γ_m)	Coeficient parţial de siguranţă al armăturii folosit la determinarea rezistenţei de calcul	γ_a
60	ε_c	Deformaţia specifică la compresiune a betonului	ε_b
61	$\varepsilon_{cs\infty}$	Deformaţia specifică finală a contracţiei pentru betonul de greutate normală	ε_c
62	ε_{cs}	Deformaţia specifică de bază a contracţiei pentru betonul de greutate normală	$\bar{\varepsilon}_c$
63	ε_{ct}	Deformaţia specifică la întindere a betonului	ε_t
64	ε_{c1}	Deformaţia specifică la compresiune sub efort maxim	ε_{bmax}
65	ε_{cu}	Deformaţia specifică ultimă la compresiune a betonului	ε_{bu}
66	ε_s	Deformaţia specifică a armăturii într-o secţiune fisurată	ε_a
67	ε_{sm}	Deformaţia medie a armăturii longitudinale care ia în considerare contribuţia betonului întins situat între fisuri la preluarea eforturilor	ε_{am}
68	η	Factor de conversie afectat rezistenţei materialelor determinate experimental şi mărimile efective ale acestora care se manifestă în structura reală	m_a m_{bc} m_{bt}
69	λ	Coeficient de zvelteţe	λ
70	ρ	Densitatea betonului de greutate normală	γ_b
71	ρ_l	Coeficient de armare corespunzător armăturii longitudinale întinse existentă într-o secţiune	μ_a
72	ρ_w	Coeficient de armare corespunzător armăturii prevăzute pentru preluarea forţei tăietoare	μ_e
73	σ_s	Efort unitar în armătura longitudinală întinsă, calculat într-o secţiune fisurată la un anumit nivel de încărcare	σ_a
74	σ_{sr}	Efort unitar în armătura longitudinală întinsă, calculat în secţiunea fisurată, corespunzător încărcării de fisurare	σ_{a2}

2. EVALUAREA ÎNCĂRCĂRILOR

2.1. Evaluarea încărcărilor permanente

Evaluarea încărcărilor permanente se face conform STAS 10101/1-1978. În standard sunt date atât greutăţile tehnice pe m^3 ale diverselor materiale, cât şi încărcările pe m^2 sau pe bucată pentru diverse materiale de construcţii. Pentru obţinerea încărcării finale se înmulţeşte greutatea tehnică cu unitatea de volum sau de suprafaţă aferentă.

În continuare sunt prezentate greutăţile tehnice şi încărcările permanente pentru principalele materiale ce se regăsesc în domeniul ingineriei civile. Se face observaţia că, la data elaborării standardului de încărcări permanente, betoanele erau clasificate după marca acestora iar în prezent ele sunt departajate prin clase. În tabelele 2.1…2.5 s-a păstrat notaţia iniţială din standard cu menţiunea că se poate aplica echivalenţa marcă-clasă prezentată în tabelul 1.3.

Tabelul 2.1 – *Greutăţi tehnice pe m^3 ale diverselor materiale*

Nr. crt.	Denumire material	Greutatea [daN/m^3]
	1. Piatra de construcţii în blocuri	
1.1.	*Roci magmatice (eruptive):*	
	- ardezit, trahit	2,600
	- bazalt, diorit	3,000
	- granit, profir, sienit, dacit	2,800
1.2.	*Roci sedimentare:*	
	- calcar compact	2,700
	- calcar poros, cochilifer	2,300
	- gresii	2,600
	- travertin	2,600
	- tufuri vulcanice	1,800
1.3.	*Roci metamorfice:*	
	- ardezie, gnais	2,800

	- marmura	2,800
2. Lemn de construcţii		
2.1.	*Foioase (fag, gorun, salcâm, stejar):*	
	- uscat in aer (15% umiditate)	800
	- proaspăt tăiat sau umed	1,000
2.2.	*Răşinoase (brad, larice, molid, pin):*	
	- uscat in aer (15% umiditate)	600
	- proaspăt tăiat sau umed	800
	- cherestea de brad aşezată în stive	500
Observaţii: a) în greutăţile tehnice ale lemnului de construcţii uscat în aer este cuprinsă şi greutatea fierăriei mărunte (cuie, buloane etc.), a panelor etc.; restul fierăriei (tiranţi, gusee, saboţi) se consideră separat; b) greutăţile tehnice ale lemnului se măresc cu 100 daN/m^3 pentru lemnul impregnat.		
3. Metale		
3.1.	*Alamă laminată*	8,600
3.2.	*Aliaje de aluminiu*	2,800
3.3.	*Aluminiu*	2,700
3.4.	*Bronz*	8,600
3.5.	*Cositor*	7,400
3.6.	*Cupru laminat*	8,900
3.7.	*Fontă*	7,250
3.8.	*Oţel de construcţii*	7,850
3.9.	*Plumb*	11,400
3.10.	*Zinc laminat*	7,200
3.11	*Zinc turnat*	6,900
4. Betoane de ciment		
4.1.	*Beton simplu (cu pietriş sau piatră spartă)*	2,400
4.2.	*Beton armat (cu pietriş sau piatră spartă)*	2,500
4.3.	*Beton cu agregate din spărturi ceramice*	1,800
4.4.	*Beton cu agregate din zgură expandată:*	
	- marca B 15…50	1,400
	- marca B 75	1,800

	- marca B 100…150	2,000
4.5.	*Betoane cu agregate vegetale, conform prescripţiilor speciale*	650…1,000
4.6.	*Beton cu granulit:*	
	- marca B 10	700
	- marca B 15…75	1,100
	- marca B 100	1,300
	- marca B 150	1,700
4.7.1.	*BCA produs pe baza de nisip (GBN) în stare uscată:*	
	- marca GB 25	500
	- marca GB 35	600
	- marca GB 50	700
4.7.2.	*BCA produs pe baza de cenuşă (GBC), în stare uscată:*	
	- marca GB 25	550
	- marca GB 50	750
4.7.3.	*BCA produs pe baza de nisip (GBN) în stare umedă:*	
	- marca GB 25	600
	- marca GB 35	720
	- marca GB 50	840
4.7.4.	*BCA produs pe baza de cenuşă (GBC), în stare umedă:*	
	- marca GB 25	690
	- marca GB 50	940

Observaţii:
a) în cazul utilizării în proiectul de construcţie a unui beton cu o greutate tehnică mai mică decât a betonului obişnuit, se va indica în proiect greutatea tehnică respectivă şi prescripţia oficială care reglementează tehnologia acestui beton;
b) greutatea tehnică a betonului proaspăt turnat se ia mai mare ca aceea a betonului uscat, din tabel, cu 200 daN/m^3;
c) greutatea tehnică a betonului armat de 2,500 daN/m^3 corespunde unei armături de 100 daN/(m^3 beton). Calculul exact se poate face cunoscând cantitatea de armătură dintr-un m^3 de beton şi greutatea tehnică a betonului simplu de 2,400 daN/m^3;
d) greutatea tehnică a betonului armat cu armatură rigidă se determină ca suma greutăţilor tehnice ale betonului şi armăturii dintr-un m^3.

5. Mortare		
5.1.	*Mortar de ciment:*	
	- întărit	2,100
	- proaspăt	2,200
5.2.	*Mortar de ciment-var:*	
	- întărit	1,900
	- proaspăt	2,000
5.3.	*Mortar din var sau ipsos:*	
	- întărit	1,700
	- proaspăt	1,900
5.4.	*Pasta de ipsos:*	
	- întărită	1,200
	- proaspătă	1,400
5.5.	*Mortar de argilă:*	
	- întărit	1,600
	- proaspăt	1,800
6. Cărămizi si blocuri pentru zidărie		
6.1.	*Cărămizi pline presate pe cale umedă (STAS 457-71):*	
	- clasa C1	1,300
	- clasa C2	1,500
	- clasa C3	1,800
6.2.	*Cărămizi şi blocuri ceramice cu goluri verticale:*	
	- clasa C1	1,300
	- clasa C2	1,500
6.3.	*Cărămizi găurite cu lambă şi uluc:*	
	- clasa C0	1,000
	- clasa C1	1,300
	- clasa C2	1,500
6.4.	*Cărămizi şi blocuri cu goluri orizontale:*	
	- clasa C0	1,000
	- clasa C1	1,300
6.5.1.	*Cărămizi refractare magnezitice şi magnezitocromitice arse*	2,900

6.5.2.	*Cărămizi refractare dolomitice stabilizate*	2,600
6.5.3.	*Cărămizi silico-calcare pline*	1,900
6.5.4.	*Cărămizi termo-izolatoare din diatomit*	300…1,100
6.6.	*Produse refractare termoizolatoare silico-aluminoase fără adaos de substanţe combustibile*	
	- tip I - RB 12	1,200
	- tip I - RB 11	1,400
6.7.	*Produse refractare termoizolatoare silico-aluminoase cu adaos de substanțe combustibile*	
	- tip IC - C 10	1,000
	- tip IC - C 12	1,200
	- tip IC - C 11	1,400
6.8.	*Produse refractare termoizolatoare silico-aluminoase arse cu adaos de spumanţi*	
	- tip IS - RC 06	600
	- tip IS - RD 06	600
	- tip IS - RE 06	600
	- tip IS - RC 08	800
	- tip IS - RD 06	800
	- tip IS - RE 06	800
	- tip IS - RC 10	1,000
	- tip IS - RD 10	1,000
	- tip IS - RE 10	1,000
6.9.	*Blocuri mici din beton, pline sau cu goluri, cu agregate uşoare*	
	- clasa C1	1,300
	- clasa C2	1,500
	- clasa C3	1,800
6.10.	*Blocuri mici din BCA tip GBN (produs pe bază de nisip), pentru zidărie portantă*	
	- marca GB 35	720
	- marca GB 50	840
6.11.	*Blocuri mici din BCA tip GBC (produs pe baza de cenuşă), pentru zidărie portantă*	

	- marca 50	940

Observaţii:
a) valorile greutăţilor tehnice ale cărămizilor şi blocurilor pentru zidărie indicate la acest punct, servesc la calculul greutăţilor tehnice ale zidăriilor corespunzătoare (a se vedea nr. crt. 7); greutatea tehnică a stivelor de cărămizi sau de blocuri de zidărie se va lua cu 25% mai mică decât valorile specificate la acest punct.

	7. Zidărie	
7.1.	*Zidărie din cărămizi pline presate pe cale umedă (STAS 457-71):*	
	- clasa C1	1,450
	- clasa C2	1,600
	- clasa C3	1,850
7.2.	*Zidărie din cărămizi cu goluri verticale:*	
	- clasa C1	1,450
	- clasa C2	1,600
7.3.	*Zidărie din blocuri mici cu goluri din beton cu agregate uşoare*	
	- clasa C1 (cu agregate de Pătîrlagele sau granulit)	1,200
	- clasa C1 (cu alte agregate)	1,350
	- clasa C2	1,550
7.4.	*Zidărie din blocuri mici sau plăci de BCA de tipul GBC*	
	- marca 50	1,050
7.5.	*Zidărie din blocuri mici sau plăci de BCA de tipul GBN*	
	- marca GB 35	850
	- marca GB 50	950

Observaţii:
a) valorile date nu cuprind greutatea tehnică a tencuielii;
b) greutatea tehnică a zidăriei se determină însumând greutăţile tehnice ale cărămizilor, blocurilor sau pietrelor de construcţie şi a mortarului utilizate pentru 1 m^3 de zidărie;
c) procentul volumului de mortar raportat la volumul zidăriei se ia egal cu:
- **10% la zidăriile din blocuri;**
- **15% la zidăriile din piatră lucrată;**
- **25% la zidăriile din cărămidă şi piatră cioplită;**
- **35% la zidăriile din piatră brută;**

d) greutăţile tehnice ale zidăriilor prezentate la pct. 7 corespund unui mortar

cu greutatea tehnică de 1900 daN/m³ (după întărire).		
8. Plăci pentru pereţi, pardoseli, izolaţii etc.		
8.1.	*Foi de plută aglomerată din materiale plastice*	350
8.2.	*Linoleum, diferite grosimi*	1,200
8.3.	*Pâslă minerală cu liant bituminos (foi de grosime de 20, 30, 40, 50, 60, 80, 100 mm)*	250
8.4.	*Plăci de azbest*	1,200
8.5.	*Plăci din granule de plută expandată şi aglomerată cu bitum*	180
8.6.	*Plăci de plută expandată (superex)*	150
8.7.	*Plăci de stuf (stufit):*	
	- tip S, grosimi de 30, 40, 50 mm;	160
	- tip L, grosimi de 35, 50 mm;	210
	- tip C, grosimi de 35, 50 mm.	280
8.8.	*Plăci de xilolit*	1,600
8.9.	*Plăci din fibre de lemn, dure si extradure PFL (grosimi de 3.2, 4, 5, 6, 7 mm);*	900
8.10.	*Plăci rigide din PVC pentru pardoseli (grosimi de 1.5 ± 0.2 mm si 2.0 ± 0.1 mm)*	1,860
8.11.	*Plăci rigide din PFL pentru placaje interioare (grosime de 1.3 ± 0.1 mm)*	1,860
8.12.	*Plăci din vată minerală (grosimi de 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80 mm)*	350
8.13.	*Plăci presate PAL*	650
8.14.	*Plăci din BCA tip GBN (produs pe bază de nisip) pentru izolaţii termice*	600
8.15.	*Plăci din BCA tip GBC (produs pe bază de cenuşă) pentru izolaţii termice*	690
8.16.	*Plăci (fâşii)din BCA tip GBN (produs pe bază de nisip) pentru zidării*	720 şi 840
8.17.	*Plăci (fâşii)din BCA tip GBC (produs pe bază de cenuşă) pentru zidării*	940

9. Diverse materiale de construcţii		
9.1.	*Argilă, lut, pământ galben pentru umplutură*	1,800
9.2.	*Balast sub cale*	2,000
9.3.	*Beton asfaltic*	2,400
9.4.	*Bitum*	1,200
9.5.	*Caolin în saci*	2,400
9.6.	*Ciment*	
	- vărsat, afânat;	1,250
	- îndesat (în siloz);	1,600
	- în saci;	1,400
9.7.	*Granulit uşor, în grămadă afânată, uscat, pentru izolaţii*	600
9.8.	*Ipsos pentru modelaj:*	
	- în siloz;	1,100
	- în saci;	900
9.9.	*Ipsos pentru pardoseli:*	
	- în siloz;	1,200
	- în saci;	1,000
9.10.	*Masă celulară "Ampora"*	30
9.11.	*Moloz cu sfărâmituri de cărămidă (alicarie)*	1,400
9.12.	*Nisip:*	
	- uscat;	1,600
	- umed natural;	1,900
9.13.	*Pământ uscat pentru umplutură*	1,600
9.14.	*Pământ umed*	1,800
9.15.	*Pavele, calupuri stivuite*	1,800
9.16.	*Piatră brută şi bolovani în grămadă*	1,600
9.17.	*Piatră de mozaic şi savura:*	
	- vărsată;	1,300
	- în saci;	1,200
9.18.	*Piatră spartă (concasată)*	1,500
9.19.	*Pietriş:*	

	- uscat;	1,600
	- umed;	1,700
9.20.	*Plăci ceramice, faianţă şi geamuri ambalate*	1,100
9.21.	*Polistiren expandat*	20
9.22.	*Praf de piatră expandat:*	
	- vărsat, afânat;	1,300
	- în saci;	1,200
9.23.	*Praf hidrofob, pus în lucru, în stare îndesată*	1,000
9.24.	*Spumă rigidă de polistiren*	60
9.25.	*Sticlă*	
	- obişnuită;	2,600
	- organică;	1,200
9.26.	*Tras:*	
	- vărsat, afânat;	800
	- îndesat;	1,100
	- în saci;	900
9.27.	*Var hidraulic vărsat*	1,200
9.28.	*Var în pastă*	1,400
9.29.	*Var nestins în bulgări*	1,000
9.30.	*Var nestins în praf:*	
	- îndesat;	800
	- în saci;	700
9.31.	*Vată minerală sub încărcarea de 0.2 N/cm^2*	100
9.32.	*Vată de sticlă sub încărcarea de 0.2 N/cm^2*	100
9.33.	*Zgură expandată în grămadă, în stare afânată şi uscată:*	
	- 0…7 mm	1,000
	- 7…30 mm.	700
10. Combustibili		
10.1.	*Antracit:*	
	- în stare brută;	1,300
	- în bulgări;	1,000
	- în praf afânat;	1,100
	- în praf, în siloz;	1,200

10.2.	*Benzină*	750
10.3.	*Brichete de lignit stivuite*	1,250
10.4.	*Cărbune brun:*	
	- în bulgări;	850
	- în praf, afânat;	900
	- în praf, în siloz;	1,000
10.5.	*Cărbune de lemn (mangal)*	300
10.6.	*Cocs*	500
10.7.	*Huilă:*	
	- în stare brută;	900
	- în bulgări;	800
	- în praf, afânată;	800
	- în praf, în siloz;	1,000
10.8.	*Lemn de foc, tăiat în grămadă*	400
10.9.	*Lignit:*	
	- în stare brută;	800
	- în bulgări;	800
	- în praf, afânata;	900
	- în praf, în siloz;	1,000
10.10.	*Motorină, păcură, ţiţei, uleiuri minerale*	1,000
10.11.	*Petrol lampant*	820
10.12.	*Rumeguş de lemn*	200
10.13.	*Strunjitură de lemn sau talaş:*	
	- afânată;	150
	- presată în pachet;	250
10.14.	Turbă tăiată şi uscată	500
11. Produse agricole şi alimentare		
11.1.	*Băuturi (sticle în lăzi)*	800
11.2.	*Brânză în cutii de lemn*	600
11.3.	*Brânză topită (în cutii)*	700
11.4.	*Cacao*	550

11.5.	*Cafea boabe vărsate*	750
11.6.	*Carne îngheţată:*	
	- de vită, în sfert;	450
	- de vită, în jumătăţi;	350
	- de porc, în jumătăţi;	500
	- în blocuri mici aşezate în lăzi;	700
11.7.	*Cartofi, zarzavaturi şi rădăcinoase:*	
	- în vrac;	750
	- în saci;	650
11.8.	*Castraveţi, varză, ardei*	600
11.9.	*Cereale, leguminoase, seminţe de in, trifoi şi altele*	750
11.10.	*Conserve în lăzi*	800
11.11.	*Făină de grâu, mălai*	600
11.12.	*File de peşte îngheţat, ambalat*	900
11.13	*Fân:*	
	- nepresat (până la 3 m înălţime)	100
	- presat	250
11.14.	*Fructe*	500
11.15.	*Hamei în saci*	170
11.16.	*Iarbă şi trifoi presate*	350
11.17.	*In în baloturi presate*	300
11.18.	*Lapte:*	
	- în butoaie sau bidoane	650
	- în sticle şi lăzi descoperite	750
11.19.	*Malţ încolţit*	200
11.20.	*Marmeladă, dulceaţă, gem, magiun*	1,300
11.21.	*Mezeluri ambalate în lăzi*	500
11.22.	*Nutreţ verde conservat*	1,000
11.23.	*Ouă în lăzi*	350
11.24.	*Paie şi pleavă:*	
	- afânate (până la circa 3 m înălţime)	50
	- presate	250

11.25.	*Păsări îngheţate, ambalate în lăzi*	450
11.26.	*Peşte îngheţat, ambalat în lăzi*	700
11.27.	*Porumb şi ştiuleţi*	450
11.28.	*Sare de bucătărie:*	
	- rocă	2,200
	- bulgări	1,300
	- măcinată vărsată	1,200
	- măcinată în saci	1,150
11.29.	*Săpun:*	
	- simplu, în lăzi	1,000
	- de toaletă, în lăzi	800
11.30.	*Seminţe de:*	
	- grâu, secară, orez	800
	- porumb boabe, orz	700
	- ovăz	500
	- in	800
	- cânepă	550
	- fructe	300
11.31.	*Sfeclă de zahăr în felii uscate*	300
11.32.	*Snopi de cereale, cu înălţimea de încărcare:*	
	- până la 4 m	100
	- peste 4 m	150
11.33.	*Tărâţe de grâu, mălai, secară etc.*	400
11.34.	*Turte de furaje*	1,000
11.35.	*Tutun în legături sau baloturi*	450
11.36.	*Unt şi grăsimi animale (în cutii de lemn)*	700
11.37.	*Uruială (în afară de malţ)*	600
11.38.	*Uruială de malţ*	400
11.39.	*Vin, bere (sticle în lăzi)*	650
11.40.	*Zahăr brut*	1,400
11.41.	*Zahăr rafinat bucăţi în cutii sau lăzi*	500
11.42.	*Zahăr tos rafinat:*	
	- în staturi mai mari de 4 m, în vrac	1,000

	- în staturi mai mici de 4 m, în vrac	850
	- în staturi mai mici de 4 m, în saci	800
12. Blănuri si produse textile		
12.1.	*Blănuri, piei:*	
	- la sare	800
	- uscate	400
12.2.	*Bumbac:*	
	- în baloturi	800
	- presat	1,300
12.3.	*Îmbrăcăminte:*	
	- aşezată îngrijit	600
	- aşezată la întâmplare	300
12.4.	*Lână:*	
	- presată în baloturi	1,300
	- nepresată	450
12.5.	*Piele artificială (în rulouri)*	1,300
12.6.	*Pânză*	600
12.7.	*Postav în baloturi*	500
13. Îngrăşăminte		
13.1.	*Îngrăşăminte animale:*	
	- în stare obişnuită	1,200
	- în stare îndesată	1,800
13.2.	*Îngrăşăminte chimice:*	
	- fosfatice	2,200
	- sare de potasiu brută	1,400
	- sulfat de amoniu	900
14. Diverse materiale		
14.1.	*Acid azotic, carbonic, clorhidric, fosforic, sulfuric în:*	
	- sticle în coşuri	700
	- ambalaje de sticlă în lăzi	900
	- butoaie	800
14.2.	*Acid boric în lăzi*	600
14.3.	*Cauciuc în balot*	1,000

14.4.	*Cauciuc în foi*	1,500
14.5.	*Cărţi, manuscrise, în dulapuri sau stelaje, pe unitatea de volum a dulapului, stelajului*	700
14.6.	*Gheaţă sfărâmată*	900
14.7.	*Grafit*	2,100
14.8.	*Hârtie în rulouri, pe unitatea de volum a rulourilor*	1,800
14.9.	*Hârtie şi cărţi în stivă*	1,000
14.10.	*Minereu de fier*	3,000
14.11.	*Pirită*	2,700
14.12.	*Produse ceramice aşezate la întâmplare*	500
14.13.	*Produse de olărit*	1,100
14.14.	*Sticlărie în lăzi*	500
14.15.	*Produse din porţelan şi faianţă în lăzi*	1,200
14.16.	*Ulei de in sau cânepă în butoaie*	600
14.17.	*Ulei mineral de uns*	650
14.18.	*Vopsea in butoaie*	800

Tabelul 2.2– *Greutăţi tehnice pe m² pentru diverse materiale de construcţii*

Nr. crt.	Denumire material	Greutatea [daN/m²]
1.	*Carton bitumat fără strat de acoperire (STAS 138-76):*	
	- CI 250	0.50
	- CI 300	0.60
	- CI 333	0.65
	- CI 400	0.80
	- CI 500	1.00
2.	*Carton bitumat fără strat de acoperire (STAS 138-76):*	
	- CA 250	1.30
	- CA 270	1.50
	- CA 300	1.90

	- CA 333	2.10
	- CA 360	2.16
	- CA 360/F	1.70
	- CA 400	2.30
	- CA 400/F	1.70
	- CA 440	2.40
	- CA 500	2.60
	- CA 500/F	2.00
	- CA 500/E	2.90
	- CA 500/S	3.20
	- CPB 300	2.00
	- CPB 360	2.16
3.	*Covor PVC pentru pardoseli, grosime 1,5 mm*	2.30
4.	*Dale flexibile PCV pentru pardoseli, grosime 1,5 mm*	2.30
5.	*Împâslitură din fibre de sticlă bitumată (STAS 7916-75):*	
	- tip IA 600	1.50
	- tip IA 800	1.80
	- tip IA 900	2.00
	- tip IA 1100	2.40
	- tip IA 1300	2.80
	- tip IA 1900	4.00
	- tip IB 900	2.30
	- tip IB 1200	2.90
	- tip IBP 900	2.30
	- tip IBP 1200	2.90
6.	*Pânză bitumată (STAS 1046-78):*	
	- tip 50	0.50
	- tip 40	0.50
	- tip A 55	3.00
	- tip A 45	2.80
	- tip A 35	2.50

	- tip A 30	2.80
7.	*Plăci rigide din PVC pentru pardoseli:*	
	- tip K 25 (1,5 ± 0,2 mm grosime)	2.00
	- tip M 24 (2,0 ± 0,1 mm grosime)	3.80
8.	*Plăci din PVC pentru placaje interioare (1,3 ± 0,1 mm):*	2.50
9.	*Plăci din talaş cu ciment "stabilit":*	
	- tip SC de 25 mm grosime	12.00
	- tip SC de 50 mm grosime	20.00
10.	*Rogojini din vată de sticlă pe plasă de rabiţ sau pe carton ondulat:*	
	- 1,5 cm	1.43
	- 2,0 cm	1.84
	- 3,5 cm	2.50
	- 4,0 cm	3.26
	- 5,0 cm	3.84
	- 6,0 cm	4.70
	- 7,0 cm	5.20
	- 8,0 cm	6.20
11.	*Saltele din pâslă minerală, inclusiv plasă de rabiţ cu grosime de:*	
	- 2 cm	6.00
	- 4 cm	11.00
	- 5 cm	13.00
	- 8 cm	21.00
	- 10 cm	26.00
	- 12 cm	28.00
12.	*Saltele din vată de sticlă cu plasă de rabiţ cu grosimea de:*	
	- 2,5 cm	2.30
	- 3,0 cm	3.00
	- 4,0 cm	3.96
	- 5,0 cm	4.48
	- 6,0 cm	5.68
	- 7,0 cm	6.80
	- 8,0 cm	7.93
	- 10,0 cm	9.78

Tabelul 2.3 – *Greutăţi tehnice în daN/buc. pentru diverse materiale*

Nr. crt.	Denumire material	Greutatea [daN/buc.]
1.	*Plăci presate din sticlă (STAS 2863/2-76):*	
	- tip P	1.26
	- tip S	2.20
	- tip T	1.85
	- tip R 60	0.76
	- tip R 80	1.09
2.	*Ţigle de sticlă cu jgheab (STAS 2863/2-76)*	3.00
3.	*Ţigle şi coame din argilă arsă (STAS 515-71):*	
	- ţigle cu jgheaburi laterale, presate	2.60
	- ţigle cu jgheaburi laterale şi la capete, presate	3.00
	- ţigle cu jgheab, trase	2.40
	- ţigle cu solzi	1.35

Tabelul 2.4 – *Densitatea lichidelor depozitate la 15°C şi 1 atm.*

Nr. crt.	Denumire material	Greutatea [daN/m³]
1.	*Acetonă*	790
2.	*Acid clorhidric tehnic cu concentraţia:*	
	- 20 %	1,150
	- 10 %	1,050
3.	*Acid carbonic*	960
4.	*Acid oleic*	900
5.	*Acid sulfuric tehnic*	1,550
6.	*Acid sulfuric în concentraţie*	
	- 27 %	1,200
	- 7 %	1,050
7.	*Alcool etilic fără apă*	800
8.	*Benzină:*	

	- de avion	700
	- de automobil	750
9.	*Benzol*	880
10.	*Bere*	1,030
11.	*Carbolineum*	1,050
12.	*Cloroform*	1,490
13.	*Clorură de calciu în concentraţie:*	
	- 20 %	1,130
	- 10 %	1,030
14.	*Creozot*	1,850
15.	*Eter etilic*	710
16.	*Etilacetat*	950
17.	*Gazolină*	750
18.	*Glicerină fără apă*	1,270
19.	*Lapte*	1,030
20.	*Melasă de zahăr*	1,360
21.	*Mercur*	13,600
22.	*Miere de albine*	1,400
23.	*Oţet*	1,020
24.	*Păcură*	950
25.	*Petrol*	820
26.	*Sticlă lichidă*	1,480
27.	*Sucuri de fructe*	1,020
28.	*Sulfură de carbon*	1,290
29.	*Terebentină*	870
30.	*Ţiţei*	850
31.	*Ulei de in sau cânepă naturală*	940
32.	*Ulei:*	
	- mineral	950
	- vegetal	950
33.	*Vin, lichior*	1,000

Tabelul 2.5– *Încărcări permanente pe m² ale diverselor materiale*

Nr. crt.	Element de construcţie	Greutatea [daN/m²]
	1. Elemente din beton şi beton armat (pentru 1 cm grosime)	
1.1.	*Beton simplu (cu pietriş sau piatră spartă)*	24
1.2.	*Beton armat (cu pietriş sau piatră spartă)*	25
1.3.	*Beton cu agregate din spărturi ceramice*	18
1.4.	*Beton cu granulit:*	
	- marca B 10	7
	- marca B 15…75	11
	- marca B 100	13
	- marca B 150	17
1.5.	*Beton cu agregate din zgură expandată:*	
	- marca B 15…50	14
	- marca b 75	18
	- marca B 100…150	20
Observaţii: **a) greutatea tehnică a betonului proaspăt turnat se determină sporind valoarea din tabel cu 200 daN/m³;** **b) greutatea tehnică a betonului armat de 2,500 daN/m³ corespunde unei armături de 100 daN/(m³ beton). Calculul exact se poate face cunoscând cantitatea de armătură dintr-un m³ de beton şi greutatea tehnică a betonului simplu de 2,400 daN/m³;** **c) greutatea tehnică a betonului armat cu armatură rigidă (din laminate de oţel) se determină ca sumă a greutăţilor tehnice ale betonului şi armăturii dintr-un m³.**		
	2. Învelitori (încărcare pe m² de suprafaţă înclinată)	
2.1.	*Azbociment (inclusiv şipcile şi căpriorii):*	
	- plăci plane de 4 mm grosime aşezate simplu (STAS 5584-73)	24
	- plăci plane de 4 mm grosime aşezate dublu (STAS 5584-73)	39
	- plăci ondulate cu ondule mici de 5,5 mm grosime (STAS 5936/1-75)	25
	- plăci ondulate cu ondule medii de 6 mm grosime	23

	(STAS 5936/1-75)	
	- plăci ondulate cu ondule mari de 6 mm grosime (STAS 5936/1-75)	20
2.2.	*Carton bitumat de greutate medie într-un singur strat acoperit cu bitum şi presărat cu nisip (STAS 138-76); pentru alte alcătuiri, a se vedea nr. crt. 3.1.*	5
2.3.	*Ceramice (inclusiv şipcile şi căpriorii):*	
	- olane de acoperiş (23 N/buc.) exclusiv mortarul de ciment (STAS 513-74)	125
	- ţigle solzi din argilă arsă (13,5 N/buc.) pe un rând (STAS 515-71)	65
	- ţigle solzi din argilă arsă (13,5 N/buc.) pe două rânduri (STAS 515-71)	85
	- ţigle solzi din argilă arsă (26 N/buc.) cu jgheab, presate (STAS 515-71)	50
	- ţigle solzi din argilă arsă (24 N/buc.) cu jgheab, trase (STAS 515-71)	50
2.4.	*Lemn (şindrilă sau şiţă), inclusiv şipcile şi căpriorii*	40
2.5.	*Sticlă, geamuri armate (inclusiv şprosurile) de:*	
	- 5 mm grosime	30
	- 6 mm grosime	25
2.6.	*Tablă:*	
	- zincată (STAS 2028-71) sau neagră (STAS 1946-69), inclusiv astereala şi căpriorii	30
	- ondulată (de 1 mm grosime), inclusiv materialul de fixare (STAS 2029-68)	12
2.7.	*Diverse:*	
	- stuf sau trestie, de 40 cm grosime, inclusiv şipcile şi căpriorii	80
	- paie, 40 cm grosime, inclusiv şipcile şi căpriorii	75
	- astereală de 2,4 cm grosime pentru învelitoare	15

Observaţie:
a) pentru alte elemente (iluminatoare, platforme suspendate) se vor consulta proiectele tip în vigoare.

	3. Izolaţii hidrofuge (încărcare pe m² de suprafaţă înclinată)	
3.1.	*Materiale bitumate în foi:*	
	- carton bitumat	2
	- pânză bitumată	3
3.2.	*Mase bituminoase (soluţii pentru amorsare, suspensii de bitum filerizat, mastic):*	
	- celochit, strat rezultat în grosime de 1,7…2 mm	2
	- suspensie de bitum filerizat (subif), strat rezultat în grosime de 1,5 mm peste pânză	2
	- strat pentru amorsare	1
	- strat pentru lipire şi etanşare, mastic din bitum cu circa 30% filer de 1,7…2 mm grosime	2
3.3.	*Straturi ce servesc la bariere de vapori:*	
	- două straturi de bitum topit cu cca. 20% filer aplicat peste un strat de amorsaj	3.5
	- un strat de carton bitumat tip CA 500 (STAS 138-76) între doua straturi de bitum cu cca. 20% filer aplicat peste un strat de amorsaj	6
3.4.	*Straturi ce servesc la izolaţia hidrofugă de la acoperişuri:*	
	- trei straturi de carton bitumat tip CA 500 (STAS 138-76) intre 4 straturi de bitum filerizat cu cca. 20% filer aplicat peste un strat de amorsaj şi cu protecţie dintr-un strat uniform de nisip grăunţos	17.5
	- două straturi din pânză bitumată A 55 (STAS 1046-78) şi un strat de carton bitumat CA 500 (STAS 138-76) între patru straturi de bitum filerizat cu circa 20% filer aplicate peste un strat de amorsaj şi protejate cu un strat uniform de nisip grăunţos	19
	- un strat de pânză bitumată tip A55 (STAS 1046-78) şi două straturi de împâslitură de fibre de sticlă bitumată tip IA între patru straturi de bitum filerizat cu cca. 20% filer, aplicate peste un strat de amorsaj şi presărat uniform cu un strat uniform de nisip grăunţos	17.5

	- un strat de pânză bitumată tip A55 (STAS 1046-78), un strat de împâslitură de fibre de sticlă bitumată tip IA şi un strat de împâslitură bitumată tip IB (STAS 7916-75) aplicate peste un strat de amorsaj şi lipite cu trei straturi de mastic	13
	- două straturi de pânză bitumată tip 50 sau tip 40 (STAS 1046-78) între straturi de suspensie de bitum filerizat - subif (STAS 558-71) - şi celochit (STAS 661-71) fără şapă de protecţie	12
3.5.	*Straturi de protecţie utilizate la hidroizolare aplicate la acoperişuri peste hidroizolaţia terminată:*	
	- mortar bituminos cu subif (pentru 1 mm grosime)	2.2
	- nisip ϕ1..3 mm, aşternut uniform	3
	- un strat uniform de nisip grăunţos aşternut într-un strat de mastic (strat suplimentar)	5
	- un strat uniform de pietriş aşternut într-un strat de mastic fierbinte (strat unic, exclusiv bitumul)	20
	- un strat de pietriş gros de 4 cm, simplu aşezat pe terase necirculabile, aplicat peste hidroizolaţia terminată	70
	- dale de beton prefabricate (20x20x3 cm) pe un pat de nisip de 2 cm grosime	100
	4. Izolaţii termice	
4.1.	*Azbest plăci (pentru 1 cm grosime)*	12
4.2.	*Beton (pentru 1 cm grosime):*	
	- cu agregate de granulit	11
	- cu agregate de zgură expandată	14
	- cu agregate vegetale (plăci nemontate)	6.5
	- celular autoclavizat tip GBN	6
	- celular autoclavizat tip GBC	6.9
4.3.	*Mase plastice (pentru 1 cm grosime):*	
	- masă celulară Ampora	0.3
	- polistiren expandat	0.3

	- spumă rigidă de poliuretan	0.6
4.4.	*PFL poros (pentru 1 cm grosime)*	4.5
4.5.	*Pâslă minerală cu liant bituminos în foi sau saltele (vezi tabelul 2.2)*	vezi tab. 2.2
4.6.	*Pâslă fonoizolatoare în plăci:*	
	- expandată (superex) pentru 1 cm grosime	1.5
	- expandată şi aglomerată cu bitum (STAS 6970/4-71) pentru 1 cm grosime	1.8
	- expandată, sub pardoseală şi la terasă, lipite şi chituite cu bitum în grosime de 1 cm	8
	- expandată, sub pardoseală şi la terasă, lipite şi chituite cu bitum în grosime de 2 cm	10
	- expandată, sub pardoseală şi la terasă, lipite şi chituite cu bitum în grosime de 5 cm	14
4.7.	*Saltele de vată de sticlă (vezi tabelul 2.2)*	vezi tab. 2.2
5. Izolaţii fonice la pardoseli (pentru 1 cm grosime)		
5.1.	*Pâslă minerală P90 în covoare de 1,5; 2,0; 2,5 cm grosime (tip silan)*	0.9
5.2.	*Vată minerală semirigidă (tip silan) în plăci de 1,0; 1,5; 2,0 cm grosime:*	
	- A 90	0.9
	- A 100	1
5.3.	*Pudretă de cauciuc la pereţi (pentru 1 cm grosime)*	10
5.4.	*Vată minerală (tip silan) saltele cu grosimi de 4,0 ... 10,0 cm la tratamente acustice*	1
5.5.	*PFL poros:*	
	- plăci fonoabsorbante perforate în grosime de 1,2 cm	3
	- plăci fonoabsorbante perforate în grosime de 1,6 cm	4
	- plăci fonoabsorbante perforate în grosime de 2 cm	5
	- plăci fonoabsorbante înţepate în grosime de 1,2 cm	3.5
	- plăci fonoabsorbante înţepate în grosime de 1,6 cm	4.5
	- plăci fonoabsorbante înţepate în grosime de 2 cm	5.5

5.6.	*Vată minerală fonoizolatoare, plăci fonoabsorbante de tip FA, 2 cm grosime*	1.2
	6. Pardoseli	
6.1.	*Covor PVC de 3 mm grosime lipit cu aracet sau prenadez, inclusiv stratul de egalizare din mortar de ciment de 3 cm grosime*	75
6.2.	*Covor PVC de 3 mm grosime lipit cu aracet sau prenadez, inclusiv dala flotantă sau şapa de 3,5 cm grosime:*	
	- cu strat fonoizolator din pudretă de cauciuc de 2,0 cm grosime şi un strat de carton bitumat	100
	- cu strat fonoizolator din plăci de vată minerală tip silan de 1 cm grosime şi un strat de carton bitumat	90
	- cu strat fonoizolator din plăci de polistiren celular de 1 cm grosime si un strat de carton bitumat	90
6.3.	*Parchet LU din stejar de 2,2 cm grosime pe fibrobeton de 3,5 cm grosime rostuit cu bitum:*	
	- cu strat de nisip de egalizare de 2 cm grosime	90
	- cu strat din pudretă de cauciuc de 2 cm grosime	65
6.4.	*Parchet LU din stejar de 2,2 cm grosime pe PFL poros de 1,6 cm grosime lipit cu aracet:*	
	- cu şapă de beton de 2 cm grosime	73
	- cu strat din pudretă de cauciuc de 2 cm grosime	33
	- cu strat de nisip de egalizare de 2 cm grosime	60
6.5.	*Parchet mozaic de 1 cm grosime lipit cu aracet, inclusiv stratul de egalizare cu mortar de ciment de 3 cm grosime*	83
6.6.	*Parchet mozaic de 1 cm grosime pe dală flotantă cu şapă de 3,5 cm grosime:*	
	- cu strat fonoizolator din pudretă de cauciuc de 2 cm grosime lipit cu aracet si cu un strat de carton bitumat	105
	- cu strat fonoizolator din plăci de vată minerală tip silan de 1 cm grosime lipit cu aracet şi un strat de carton	98

	bitumat	
	- cu strat fonoizolator din plăci de polistiren celular de 1 cm grosime lipit cu aracet şi un strat de carton bitumat	97
6.7.	*Mozaic pe şapă din mortar de ciment de 3 cm grosime:*	
	- turnat de 1 cm grosime	94
	- plăci din beton mozaicat de 3 cm grosime	100
	7. Pereţi (pentru 1 m^2 de suprafaţă a peretelui)	
7.1.	*Pereţi despărţitori tencuiţi pe ambele feţe executaţi din beton celular autoclavizat:*	
	- plăci de 6,3 cm grosime tip GBN	130
	- plăci de 6,3 cm grosime tip GBC	140
	- plăci de 12,5 cm grosime tip GBN	170
	- plăci de 12,5 cm grosime tip GBC	20
	- blocuri mici de 19 cm grosime tip GBN	220
	- blocuri mici de 19 cm grosime tip GBC	260
	- blocuri mici de 24 cm grosime tip GBN	260
	- blocuri mici de 24 cm grosime tip GBC	300
7.2.	*Plăci şi fâşii din ipsos cu diferite adaosuri (STAS 1480-63):*	
	- pereţi despărţitori din plăci pline de 7,5 cm grosime gletuiţi pe ambele feţe executaţi cu adaos de ciment de rumeguş	70
	- pereţi despărţitori din plăci pline de 7,5 cm grosime gletuiţi pe ambele feţe executaţi cu adaos de ciment şi spumogen	65
	- pereţi despărţitori din plăci pline de 7,5 cm grosime gletuiţi pe ambele feţe executaţi cu adaos de ciment şi zgură	105
	- pereţi despărţitori din fâşii cu goluri de 7,5 cm grosime din ipsos cu adaos de ciment, armaţi cu trestie	80
7.3.	*Zidărie de cărămidă (inclusiv tencuiala pe ambele feţe) de:*	
	- 7,5 cm grosime din cărămidă plină presată pe cale umedă de 240x115x63 mm (STAS 457-71)	180

	- 7,5 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290x140x63 mm (STAS 5185/2-75)	150
	- 10 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290x140x63 mm (STAS 5185/2-75)	200
	- 12,5 cm grosime din cărămidă plină de 240x115x63 mm (STAS 457-71)	300
	- 15 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290x140x63 mm (STAS 5185/2-75)	300
	- 25 cm grosime din cărămidă plină presată pe cale umedă de 240x115x63 mm (STAS 457-71)	530
	- 30 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290x140x63 mm (STAS 5185/2-75)	530
7.4.	*Pentru alte tipuri de pereţi din zidărie, încărcarea permanentă se determină conform datelor din tabelul 2.1, nr. crt. 7*	vezi tab. 2.1
7.5.	*Profilit (sticlă):*	
	- perete simplu din profile U, inclusiv rama	22
	- perete dublu din profile U, inclusiv rama	44
8. Placaje pentru pereţi		
8.1.	*Ceramice (fără mortarul de poză) cărămizi pentru placaje de 115x60x60 mm*	58

2.2. Evaluarea încărcărilor utile

Încărcările utile sunt în deplină concordanţă cu destinaţia construcţiei. Pentru destinaţiile curente, încărcările utile sunt prezentate în tabelele 2.6...2.10, conform STAS 10101/2A1-87.

Pentru alte destinaţii speciale, încărcările utile se vor considera conform necesităţilor şi doleanţelor beneficiarului dar nu mai mici decât cele prezentate în tabelele 2.6...2.10. Încărcările date de utilaje şi echipamente industriale sau alte echipamente specifice, vor fi preluate din documentaţiile tehnice ale acestora.

Tabel 2.6 – *Încărcări utile pe m² pentru construcţii civile şi industriale*

Nr. crt.	Destinaţia suprafeţei încărcate	Încărcări normate [kN/m²]	Observaţia nr.
1.	Acoperişuri şi terase necirculabile cu panta: a) > 1:20 b) ≤ 1:20	 0,50 0,75	 1, 2 3, 4
2.	Terase circulabile: a) fără aglomerări de persoane b) cu aglomerări de persoane	 2,0 4,0	 3
3.	Poduri de clădiri: a) necirculabile b) circulabile	 0,75 1,5	 1
4.	Încăperi din interiorul apartamentelor, dormitoare și similare (în hoteluri, creșe, grădinițe, internate, case de odihnă, spitale, sanatorii și similare)	1,5	
5.	Birouri și alte încăperi de lucru (în clădirile instituțiilor și organizațiilor administrative, de cercetare și proiectare, de învățământ și similare), săli de lectură, săli de clasă și similare, în care nu se depozitează utilaj sau materiale grele	2,0	
6.	a) Laboratoare și cabinete (în clădirile instituțiilor medicale, de cercetare, de învățământ, industriale și similare, centre de calcul, fabrici de preparat mâncare (în localuri publice), etaje și poduri tehnice în care este posibilă depozitarea de utilaj sau materiale grele b) Vestiare și dușuri la anexe sociale în întreprinderi industriale, băi publice și spălătorii	2,0	8

7.	Auditorii, aule, săli de mese, (în restaurante, cantine, cafenele şi similare)	3,0	
8.	a) Săli de festivități, de spectacole, de concert, de expoziție şi similare (în clădirile instituțiilor, teatrelor, cinematografelor, cluburilor, muzeelor şi similare), spații pentru prezentarea şi desfacerea cu amănuntul a mărfurilor (săli comerciale ale magazinelor), săli de gimnastică şi sport b) Depozite sau zone de depozitare pentru piese, materiale şi alimente c) Săli de aşteptare şi peroane în staţii de cale ferată şi metrou	4,0	8
9.	Săli de dans, scene, depozite de cărţi, arhive, librării	5,0	8
10.	Tribune pentru spectatori : a) cu locuri fixe b) fără locuri fixe	 4,0 5,0	 8, 9
11.	Balcoane : cea mai defavorabilă dintre ipotezele : a) încărcare distribuită pe o bandă de lăţime 0,8 m în lungul balustradei b) încărcare distribuită pe toată suprafaţa balconului	 4,0 2,0	 5 5
12.	Încăperi de producţie cu suprafeţe ocupate de utilaje, echipamente, instalaţii, depozite intermediare de piese sau materiale, sau destinate circulaţiei mijloacelor de transport şi manipulare	3,0	6, 8
13.	Garaje, rampe, pasaje şi curţi carosabile	4,0	6
14.	Adăposturi pentru animale a) păsări	 1,5	 8

	b) ovine c) animale mici, până la 1,5 kN greutate proprie (porcine, viţei) d) animale mari, peste 1,5 kN greutate proprie (cabaline, bovine)	2,0 4,0 5,0	8
15.	Coridoare, scări şi podeste a) în cazurile 2a, 3b, 4, 5, 6a, 6b, 14a şi 14 b b) în cazurile 2b, 7, 8a, 8b, 8c, 9, 12, 13 şi 14c c) în cazurile 10a, 10b, 14d	 3,0 4,0 5,0	7

1. Acoperişurile, terasele şi podurile se consideră necirculabile dacă scările de circulaţie curentă ale clădirii nu conduc la ele şi dacă circulaţia pe, sau în ele, este dificilă datorită naturii învelitorii, gabaritelor de trecere sau obstacolelor interioare.

2. Încărcarea este raportată la proiecţia orizontală a suprafeţei acoperişului.

3. Încărcarea indicată în tabel înlocuieşte încărcarea dată de zăpadă numai dacă este mai defavorabilă decât aceasta.

4. La acoperişurile cu panta 1 :3 sau mai mică se ia în considerare suplimentar, încărcarea cu praf industrial astfel :

- **în vecinătatea oţelăriilor cu agregate cu insuflare de oxigen:**
  - **până la 100 m de sursa de praf: 1,0 kN/m^2**
  - **peste 100 m până la 500 m de sursa da praf: 0,5 kN/m^2**
- **în vecinătatea furnalelor sau centralelor termoelectrice pe cărbune:**
  - **până la 100 m de sursa de praf: 0,5 kN/m^2**
  - **peste 100 m până la 1000 m de sursa de praf: 0,25kN/m^2**

5. Încărcarea indicată foloseşte la calculul elementelor portante ale balconului şi peretelui în zona legăturilor; pentru calculul pereţilor de la nivelurile inferioare şi al fundaţiilor, încărcarea se consideră aceeaşi cu a încăperilor din care există accesul în balcon.

6. Se verifică şi la greutăţile autovehiculelor şi ale mijloacelor de manipulare, distribuite pe roţi în poziţiile cele mai defavorabile, aplicate la nivelul feţei carosabile pe câte o suprafaţă de 20x20 cm. Pasajele şi curţile carosabile se verifică şi la greutatea unui vehicul de pompieri, dacă accesul acestuia este posibil.

7. În cazul instituţiilor de învăţământ încărcarea se consideră 4,0 kN/m^2.
8. Se ia in considerare valoarea reală a încărcării în condiţiile date de exploatare, dar nu mai puţin decât cea din tabel.
9. Tribunele se calculează şi la o încărcare orizontală de 1/20 din cea verticală, distribuită uniform pe aceleaşi suprafeţe.

Tabelul 2.7 – *Încărcări utile concentrate din procesul de exploatare*

Nr. crt.	**Elementul de rezistenţă**	**Încărcări [kN]**
1.	Acoperişuri, terase, balcoane	1,0
2.	Acoperişuri la care se poate circula doar cu ajutorul podinelor	1,5
3.	Planşee şi scări	1,5

IMPORTANT: acoperişurile, terasele, balcoanele, scările şi planşeele se vor verifica şi la o încărcare utilă concentrată, pe direcţie verticală, aplicată pe elemente în poziţia cea mai defavorabilă, pe o suprafaţă de 10x10 cm. Aceasta încărcare concentrată nu se va lua în calcul simultan cu alta încărcare verticală utilă sau cu o încărcare dată de vânt. La acoperişuri terasă se va considera şi o ipoteză de încărcare cu încărcarea concentrată indicată mai sus, împreună cu încărcarea dată de zăpadă care, în acest caz, nu va avea o valoare mai mare de 0,7 kN/m^2.

Tabel 2.8 – *Încărcări din pereţi despărţitori neportanţi*

Nr. crt.	**Tipul pereţilor despărţitori**	**Încărcări [kN/m^2]**
1.	Pentru pereţi despărţitori având greutatea până la 1,5 kN/m, inclusiv	0,5
2.	Pentru pereţi despărţitori având greutatea între 1,5 kN/m şi 3,0 kN/m, inclusiv	1,0

IMPORTANT: în cazul pereţilor despărţitori neportanţi, având greutatea distribuită, pe lungime, mai mare de 3,0 kN/m, încărcările respective se consideră că acţionează pe suprafeţele efectiv ocupate de aceştia, în conformitate cu rezemarea lor reală. Pereţii despărţitori neportanţi se vor verifica la o încărcare orizontală convenţională, liniară şi uniform distribuită, de 0,5 kN/m aplicată la o înălţime de 0,90 m de la cota pardoselii.

Încărcările orizontale şi verticale aplicate la nivelul mâinii curente, ce servesc la calculul balustradelor, se consideră:

a) pentru cazurile 2.a şi 4 din tabelul 2.6: 0,5 kN/m;
b) pentru cazurile 10.a şi 10.b din tabelul 2.6: 1,5 kN/m;
c) pentru restul cazurilor din tabelul 2.6: 1,0 kN/m;
d) în cazul balustradelor din întreprinderile industriale şi al adăposturilor pentru animale, încărcările se determină de la caz la caz, dar nu vor avea o valoare mai mică de 1,0 kN/m.

Tabelul 2.9 – *Acţiunea dinamică a încărcărilor*

Nr. crt.	**Tipul elementului de rezistenţă**	**Încărcări [kN]**
1.	Pentru elementele de rezistenţă din interiorul atelierelor fabricilor, care susţin direct monoşinele autovehiculelor, electrocarelor şi utilajelor staţionare de ridicare, coeficientul dinamic are valoarea 1,1	1,1 x înc. statică
2.	Pentru încărcările cu autoturisme ale garajelor şi rampelor acestora și ale pasajelor şi curţilor carosabile, se va utiliza un coeficient dinamic de 1,2 la calculul planşeelor care suportă vehicule şi al stâlpilor care susţin planşeele, în limitele unui singur nivel	1,2 x înc. statică
3.	Stâlpii, pilaştrii şi în general reazemele de colţ sau de front ale construcţiilor importante, care se afla la cel mult 50 cm distanţă de benzile de circulaţie pentru autovehicule ale căilor publice şi care pot fi expuse loviturilor, se vor verifica suplimentar şi la următoarele forţe orizontale datorită şocului, aplicate la o înălţime de 1,20 m:	
	a) stâlpi de colţ	550
	b) stâlpi curenţi	250
Observaţie: în cazurile prevăzute de prescripţiile speciale, precum şi în următoarele cazuri de mai sus (pct. 1 şi 2), se acceptă înlocuirea calculului dinamic cu un calcul convenţional static pentru unele elemente de rezistenţă acţionate dinamic, prin înmulţirea încărcărilor statice cu un coeficient dinamic; în plus, stâlpii ce pot fi loviţi de mijloacele auto se vor verifica şi la forţe orizontale concentrate, conform pct. 3.		

Tabelul 2.10 – *Încărcări utile în timpul execuţiei*

Nr. crt.	**Tipul elementului de rezistenţă**	**Încărcări [daN, daN/m^2]**
	1. Cofraje, cintre, schele şi eşafodaje (încărcări uniform distribuite în [daN/m^2] şi concentrate în [daN])	
1.1	Încărcarea uniform distribuită, provenită din căile de circulaţie instalate pe cofraj şi din aglomerările de oameni:	
	a) pentru cofraje	250
	b) pentru elemente structurale orizontale	150
	c) pentru elemente verticale de susţinere (popi, stâlpi, cintre sau eşafodaje)	100
1.2	Încărcarea concentrată, provenită din greutatea muncitorilor ce transportă încărcătura sau a mijloacelor de transport încărcate, acţionând asupra cofrajului şi elementelor orizontale de susţinere:	
	a) pentru un muncitor ce transportă o greutate	130
	b) pentru transport cu roabe (sub roată)	170
	c) pentru transport cu tomberonul de 0,175 m^3 (sub fiecare roată)	280
	d) pentru transport cu vagonetul de 0,5 m^3 (sub fiecare roată)	400

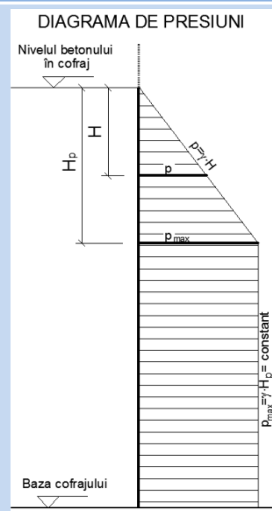
Observaţii:

- cofrajele, cintrele, schelele şi eşafodajele se calculează la încărcările utile maxime care pot apărea în condiţiile date de lucru şi se verifica suplimentar la încărcările utile convenţionale verticale de mai sus, la care se adaugă, dacă este cazul, greutatea betonului proaspăt;

- calculul se va face cu două tipuri de încărcări: încărcări utile uniform distribuite şi încărcări utile concentrate; considerarea simultană în calcul a celor două tipuri de încărcări se va face în funcţie de condiţiile reale de lucru;

- în cazul încărcărilor concentrate, dacă se folosesc alte metode de transport şi punere în operă a betonului, faţă de cele prezentate la pct. 1.2, încărcările concentrate vor fi determinate conform situaţiei reale pentru fiecare caz în parte, fără a fi mai mici de 130 daN;

- dacă în timpul execuţiei se consideră că unele încărcări utile pot avea efecte dinamice importante, se va ţine seama în calcule de aceste efecte dinamice.

	2. Pereţii cofrajelor [daN/m²]	
2.1	Solicitarea la împingerea laterală a betonului se determină cu relaţia $p=\gamma\cdot H$ unde γ este greutatea specifică a betonului proaspăt iar H înălţimea betonului turnat. Diagrama arată ca în fig. alăturată şi se observă că H nu poate depăşi valoarea H_p unde H_p reprezintă înălţimea limită de proporţionalitate. $H_p \leq 1,50$ m şi se determină de la caz la caz. $H_p = 1,50$ m când viteza de turnare este mai mare de 0,75 m^3/oră sau se folosesc cimenturi cu timp de priza mai mare de 2 ore, astfel ca $v\cdot t \geq 1,50$ m. La viteze de turnare şi/sau timpi de priză mai mici decât valorile menţionate, înălţimea limită de proporţionalitate se determină cu relaţia: $H_p=v\cdot t$.	
2.2	Solicitarea la o încărcare orizontală dinamică, uniform distribuită, provenită din şocurile ce se produc la descărcarea betonului, având valorile convenţionale respective, inclusiv coeficientul dinamic:	
	a) pentru o capacitate a mijlocului de transport de 0,2 m^3	200
	b) pentru o capacitate a mijlocului de transport de 0,2 . . . 0,7 m^3	400
	c) pentru o capacitate a mijlocului de transport de 0,7 m^3 şi mai mare	600
	d) pentru turnarea cu jgheaburi şi pâlnii	200
	3. Elemente prefabricate [daN/m²]	
3.1	Părţile construcţiilor prefabricate a căror capacitate portantă este atinsă după întărirea betonului turnat la faţa locului (în îmbinări destinate să transmită eforturi, la suprabetonări etc.), se calculează şi la încărcări utile maxime care pot apărea în timpul execuţiei şi se verifică suplimentar la încărcarea utilă convenţională verticală de 125 daN/m^2, la care se adaugă, dacă este cazul, greutatea betonului de completare turnat la faţa locului	125
3.2	Acţiunea dinamică produsă asupra elementelor de susţinere, la aşezarea prefabricatelor pe aceste elemente, se ia în considerare prin multiplicarea greutăţii prefabricatelor cu un coeficient dinamic de 1,5	1,5 x greutate prefabricat

În exploatarea curentă a construcţiilor rareori întreaga suprafaţă a planşeelor este încărcată cu valoarea maximă dată de solicitările utile. În aceste condiţii, pentru o proiectare raţională, se utilizează coeficienţi de reducere a încărcărilor pe planşee.

Reducerea încărcărilor variabile pe planşee se face doar în cazul calculului elementelor principale de rezistenţă (grinzi, stâlpi, pereţi, fundaţii). Reducerea nu se aplică pentru elementele secundare (plăci, fâşii prefabricate, nervuri).De asemenea, reducerile nu se aplică pentru calculul încărcărilor în gruparea specială deoarece în această grupare încărcările variabile sunt afectate deja cu un coeficient de reducere. Pentru construcţii cu caracter deosebit, vor putea fi utilizaţi coeficienţi diferiţi faţă de cei prezentaţi, aprobaţi odată cu proiectul, pe bază de justificare. La construcţiile la care apar încărcări locale mari, datorate unor utilaje, echipamente sau instalaţii grele, încărcările pentru grinzile principale şi elementele portante verticale se vor determina pe baza încărcărilor efectiv transmise pe planşeul aferent.

În calculul grinzilor principale, încărcările uniform distribuite verticale din faza de exploatare a planşeelor se reduc astfel:

- pentru cazurile menţionate în tabelul 2.6 la pct. 4, 5 şi 6.b (cu excepţia sălilor de lectură), când suprafaţa aferentă grinzii depăşeşte 18 m^2, cu coeficientul:

$$\alpha_1 = 0,3 + \frac{3}{\sqrt{A}} \qquad (2.1)$$

- pentru sălile de lectură şi cazurile menţionate în tabelul 2.6 la pct. 7 şi 8.a, când suprafaţa aferentă grinzii depăşeşte 36 m^2, cu coeficientul:

$$\alpha_1 = 0,5 + \frac{3}{\sqrt{A}} \qquad (2.2)$$

unde A este aria aferentă grinzii principale, în m^2.

În calculul stâlpilor, pereţilor şi fundaţiilor, încărcările uniform distribuite verticale din faza de exploatare a planşeelor se reduc astfel:

- pentru cazurile menţionate în tabelul 2.6 la pct. 4, 5 şi 6.b (cu excepţia sălilor de lectură), cu coeficientul:

$$\eta_1 = 0{,}3 + \frac{0{,}6}{\sqrt{m}} \quad (2.3)$$

- pentru sălile de lectură şi cazurile menţionate în tabelul 2.6 la pct. 7 şi 8.a, cu coeficientul:

$$\eta_2 = 0{,}5 + \frac{0{,}6}{\sqrt{m}}, \qquad \text{pentru } m \geq 2 \quad (2.4)$$

$$\eta_2 = 1, \qquad \text{pentru } m = 1 \quad (2.5)$$

unde m este numărul de planşee considerate în calcul deasupra secţiunii respective. În acest număr m se consideră numai planşeele curente, neluându-se în considerare alte planşee (planşee de acoperiş încărcate cu zăpadă, planşeele etajelor tehnice etc.).

La stabilirea încărcărilor pentru stâlpi, pereţi portanţi sau fundaţii, coeficienţii α_1 sau α_2 nu se cumulează (înmulţesc) cu coeficienţii η_1 sau η_2.

Pe planşeele halelor de producţie, încărcarea utilă se va separa într-o încărcare cvasipermanentă dată de utilaje, instalaţii şi echipamente şi o încărcare variabilă dată de oameni, materiale vehiculate, mijloace de transport mobile etc. Încărcarea cvasipermanentă se va considera cu valoarea sa integrală şi doar încărcarea variabilă va fi redusă cu coeficienţii din ecuaţiile (2.1)...(2.5).

2.3. Evaluarea încărcărilor din zăpadă

Încărcările date de acţiunea zăpezii se calculează conform codului de proiectare CR 1-1-3-2005. Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă se determină cu relaţia:

$$s_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k}, \quad (2.6)$$

unde:

- μ_i – este coeficientul de formă;

- C_e – este coeficientul de expunere al amplasamentului construcţiei;
- C_t – este coeficientul termic;
- $s_{0,k}$ – valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol, în amplasament.

Coeficientul μ_i depinde de forma acoperişului. Pentru acoperişuri cu o singură pantă, se utilizează coeficientul μ_1 (fig. 2.1.a) iar pentru acoperişuri cu două pante se utilizează coeficienţii μ_1 şi μ_2 (fig. 2.1.b). Valorile coeficienţilor μ_1 şi μ_2 sunt date în fig. 2.2 şi tabelul 2.11, funcţie de panta acoperişului.

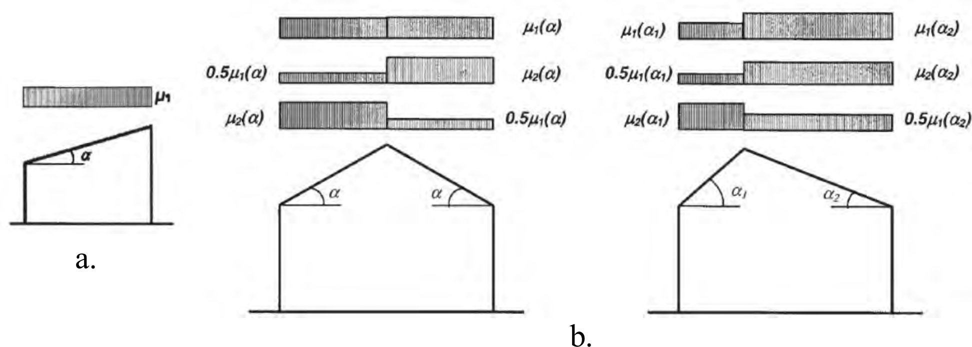


Fig. 2.1 – *Distribuţia coeficientului μ_i pentru acoperişuri cu una şi două pante*

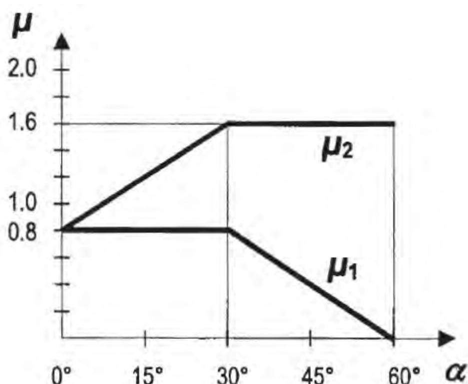


Fig. 2.2 – *Valorile coeficientului μ_i pentru acoperişuri cu una şi două pante*

Dacă la marginea mai joasă a acoperişului este plasat un parapet sau alt obstacol ce împiedică alunecarea zăpezii, valorile coeficienţilor μ_1 şi μ_2 nu trebuie să fie mai mici de 0,8.

Tabel 2.11 – *Valorile coeficientului μ_i pentru acoperişuri cu una/două pante*

Panta acoperişului α	$0^o \leq \alpha \leq 30^o$	$30^o < \alpha < 60^o$	$\alpha \geq 60^o$
μ_1	0,80	0,8·(60 – α)/30	0
μ_2	0,80+0,8·α/30	1,60	0

Pentru acoperişuri cu alte forme, valorile coeficientului μ_i se pot determina pe baza prevederilor capitolului 3 din CR 1-1-3-2005,

Coeficientul de expunere C_e ţine cont de condiţiile de amplasament şi expunere, valorile sale fiind recomandate în tabelul 2.12.

Tabelul 2.12 – *Valorile coeficientului C_e*

Tipul expunerii	C_e
Completă	0.8
Parţială	1.0
Redusă	1.2

Tabelul 2.13 – *Valorile $s_{0,k}$ pentru altitudini de peste 1000 m*

Altitudinea [m]	$S_{0,k}$ pentru altitudini de peste 100 m [kN/m^2]	
	$s_{0,k}$=1,5kN/m^2	$s_{0,k}$=2kN/m^2
1000	1.5	2.0
1100	2.1	2.6
1200	2.7	3.1
1300	3.3	3.7
1400	3.9	4.2
1500	4.5	4.8
1600	5.1	5.4
1700	5.7	5.9
1800	6.3	6.5
1900	6.9	7.0
2000	7.3	7.6

Coeficientul termic C_t poate reduce încărcarea din zăpadă atunci când acoperişul are pierderi de căldură conducând la topirea parţială a zăpezii (un exemplu în acest sens constituindu-l serele). Acest coeficient este introdus în codul de proiectare doar cu rol informativ deoarece, în

cazurile mai sus menţionate, trebuie efectuate studii speciale iar valorile sale trebuie aprobate în prealabil de autoritatea naţională competentă. Pentru toate cazurile curente, coeficientul C_t ia valoarea 1,0.

Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol, în amplasament $s_{0,k}$ este prezentată în fig. 2.3 pentru diferite zone geografice. Pentru zonele montane, la altitudini mai mari de 1000 m valorile $s_{0,k}$ sunt prezentate în tabelul 2.13.

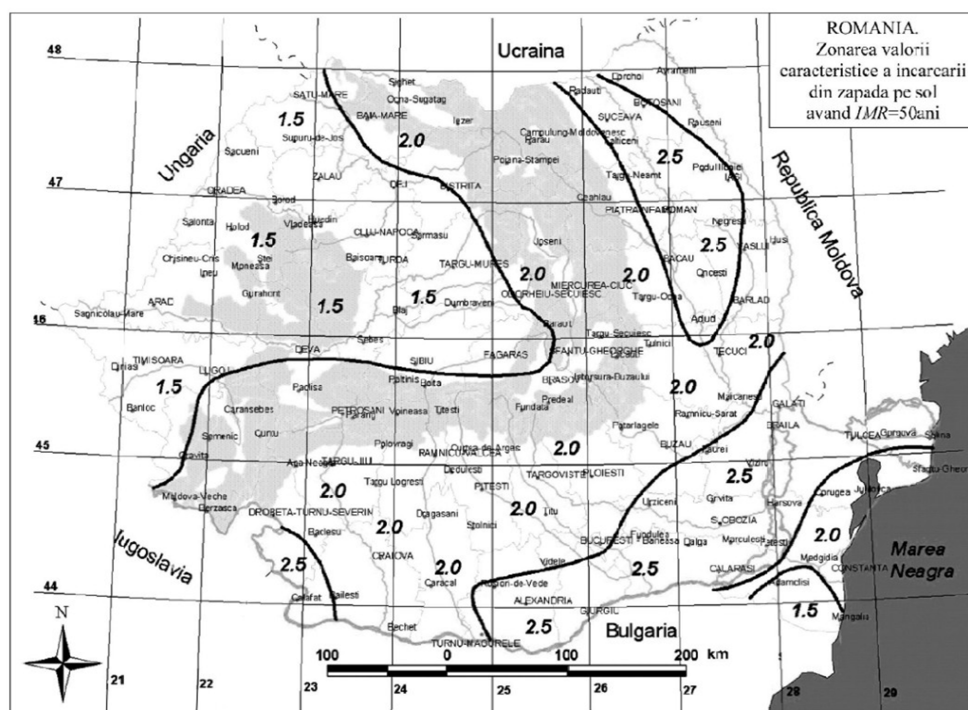


Fig. 2.3 – *Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol*

2.4. Evaluarea încărcărilor din vânt

Conform codului de proiectare CR 0-2005, acţiunea vântului nu se cumulează cu acţiunea seismică rezultând clar faptul că, dimensionarea elementelor la solicitări orizontale se va face fie la acţiunea vântului, fie din acţiunea seismică. Datorită faptului că, greutatea mare a structurilor din beton armat conduce la solicitări importante din acţiunea seismică, valoarea

forţelor orizontale din seism este mult mai mare decât valoarea celor date de acţiunea vântului.

Se poate concluziona deci faptul că, în cazul construcţiilor curente din beton armat, dimensionarea elementelor la solicitări orizontale se va face din acţiunea seismică iar încărcările date de acţiunea vântului nu prezintă o importanţă notabilă.

Din aceste considerente, acţiunea vântului nu se justifică a fi prezentată în continuare, în cazul unor construcţii cu regim mare de înălţime, ea putând fi evaluată conform codului de proiectare NP 84-2004.

2.5. Evaluarea încărcărilor din seism

Evaluarea încărcărilor seismice se face conform normativului P100-2006. Deoarece multe programe de calcul au inclus calculul automat al sarcinii seismice, în continuare sunt prezentate doar câteva noţiuni necesare pentru înţelegerea principiilor de bază ce stau la baza programelor de calcul. Pentru alte detalii se poate consulta Normativul P100-2006.

Forţa tăietoare de bază $F_{b,k}$ aplicată pe direcţia de acţiune a mişcării seismice în modul propriu de vibraţie k este:

$$F_{b,k} = \gamma_I \cdot S_d(T_k) \cdot m_k , \qquad (2.7)$$

unde:

- γ_I – este factorul de importanţă care ţine cont de clasa de importanţă a construcţiei, conform tabelului 2.14;
- m_k – masa modală efectivă asociată modului propriu de vibraţie k şi determinaţi cu relaţia:

$$m_k = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot s_{i,k} \right)^2}{\sum_{i=1}^{n} m_i \cdot s_{i,k}^2} \qquad (2.8)$$

unde:

- m_i – reprezintă masa de nivel;

- $s_{i,k}$ – reprezintă componenta vectorului în modul de vibraţie k pe direcţia gradului de libertate dinamică de translaţie la nivelul i;

- $S_d(T_k)$ – reprezintă ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei T_k din modul propriu de vibraţie k.

Tabelul 2.14 – *Valorile factorului de importanţă* γ_I

Clasa de importanţă	Tipuri de clădiri	γ_I
I	Clădiri cu funcţiuni esenţiale, a căror integritate pe durata cutremurelor este vitală pentru protecţia civilă: staţii de pompieri şi sediile poliţiei; spitale şi alte construcţii aferente serviciilor sanitare care sunt dotate cu secţii de chirurgie şi de urgenţă; clădirile instituţiilor cu responsabilitate în gestionarea situaţiilor de urgenţă, în apărarea şi securitatea naţională; staţiile de producere şi distribuţie a energiei şi/sau care asigură servicii esenţiale pentru celelalte categorii de clădiri menţionate aici; garaje de vehicule ale serviciilor de urgenţă de diferite categorii; rezervoare de apă şi staţii de pompare esenţiale pentru situaţii de urgenţă; clădiri care conţin gaze toxice, explozivi, şi alte substanţe periculoase.	1,4
II	Clădiri a căror rezistenţă seismică este importantă sub aspectul consecinţelor asociate cu prăbuşirea sau avarierea gravă: clădiri de locuit şi publice având peste 400 persoane în aria totală expusă; spitale, altele decât cele din clasa I şi instituţii medicale cu o capacitate de peste 150 de persoane în aria totală expusă; penitenciare; aziluri de bătrâni, creşe; şcoli cu diferite grade, cu o capacitate de peste 200 de persoane în aria totală expusă; auditorii, săli de conferinţe, de spectacole cu capacităţi de peste 200 de persoane; clădirile din patrimoniul naţional, muzee etc.	1,2
III	Clădirile de tip curent care nu aparţin celorlalte categorii.	1
IV	Clădiri de mică importanţă pentru siguranţa publică, cu grad redus de ocupare şi/sau de mică importanţă economică, construcţii agricole, locuinţe unifamiliale.	0,8

Spectrul de răspuns de proiectare se calculează cu relaţiile:

$$S_d(T_k) = a_g \left[1 + \frac{\frac{\beta_0}{q} - 1}{T_B} T_k \right], \text{ dacă } 0 < T_k \le T_B \tag{2.9}$$

$$S_d(T_k) = a_g \frac{\beta(T_k)}{q}, \text{ dacă } T_k > T_B \tag{2.10}$$

unde:

- a_g – acceleraţia terenului pentru proiectare, conform fig. 2.4;
- β_0 – factor de amplificare maximă a acceleraţiei orizontale (fig. 2.5);
- $\beta(T_k)$ – spectru normalizat de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale acceleraţiei terenului (fig. 2.5);
- T_C – perioada de colţ (fig. 2.6);
- T_B – perioada de control cu valoarea $T_B = 0{,}1 \cdot T_C$;
- q – factor de comportare a structurii; pentru structuri din beton armat valorile sale se regăsesc în tabelul 2.15.

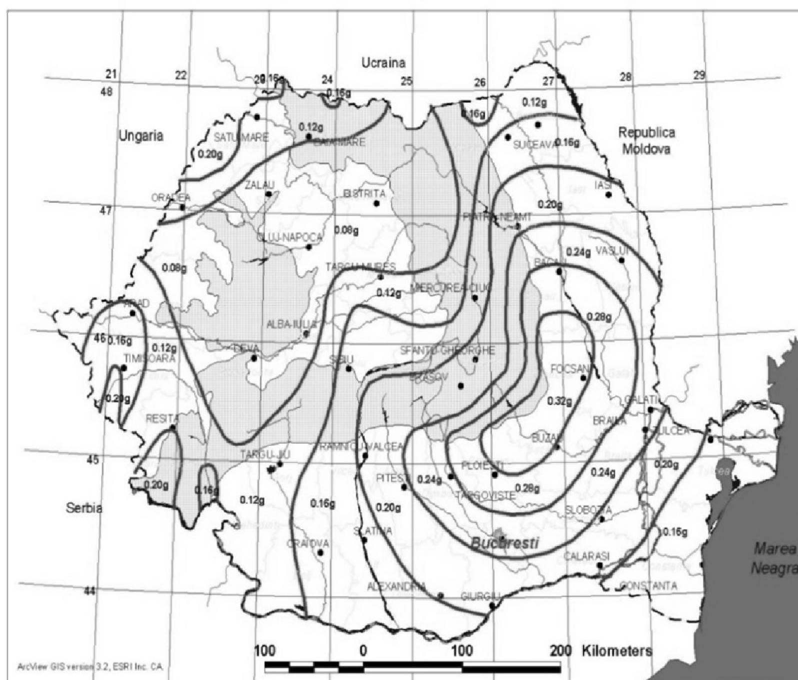


Fig. 2.4 – *Zonarea teritoriului României în termeni de valori de vârf ale acceleraţiei terenului* a_g

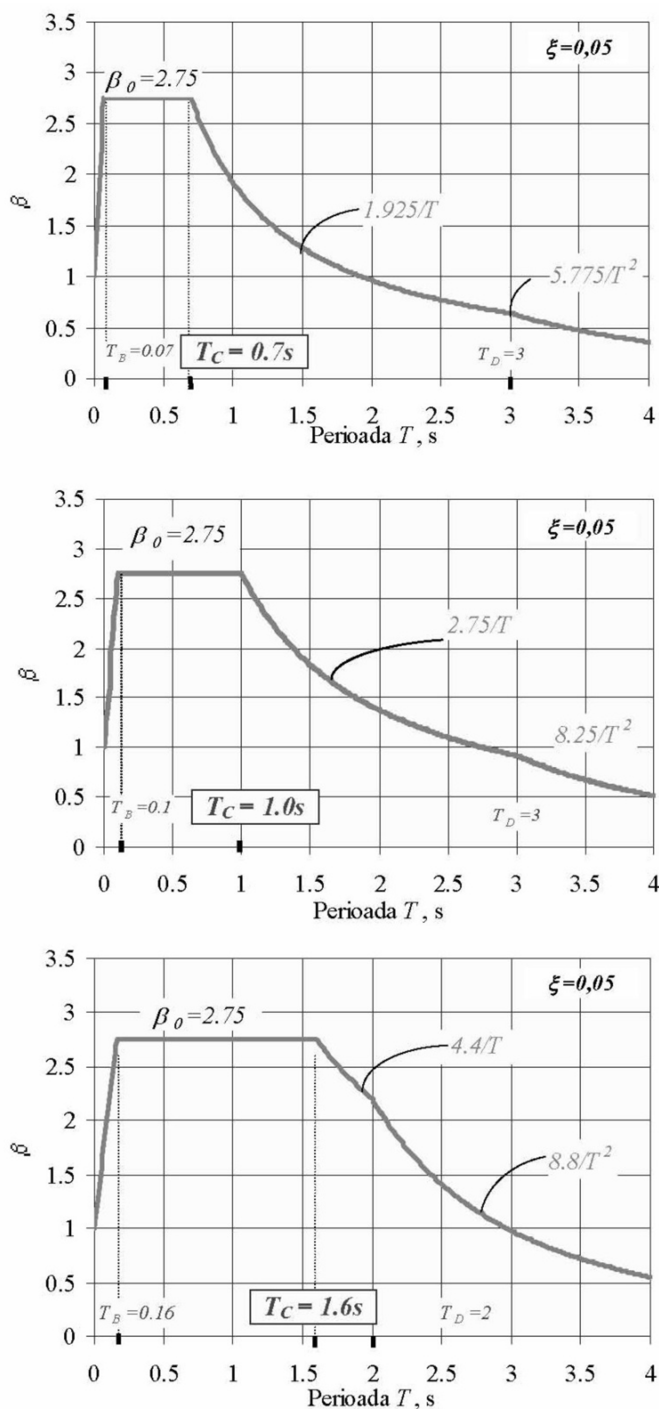


Fig. 2.5 – *Spectre normalizate de răspuns elastic pentru diferite valori ale perioadei de colţ*

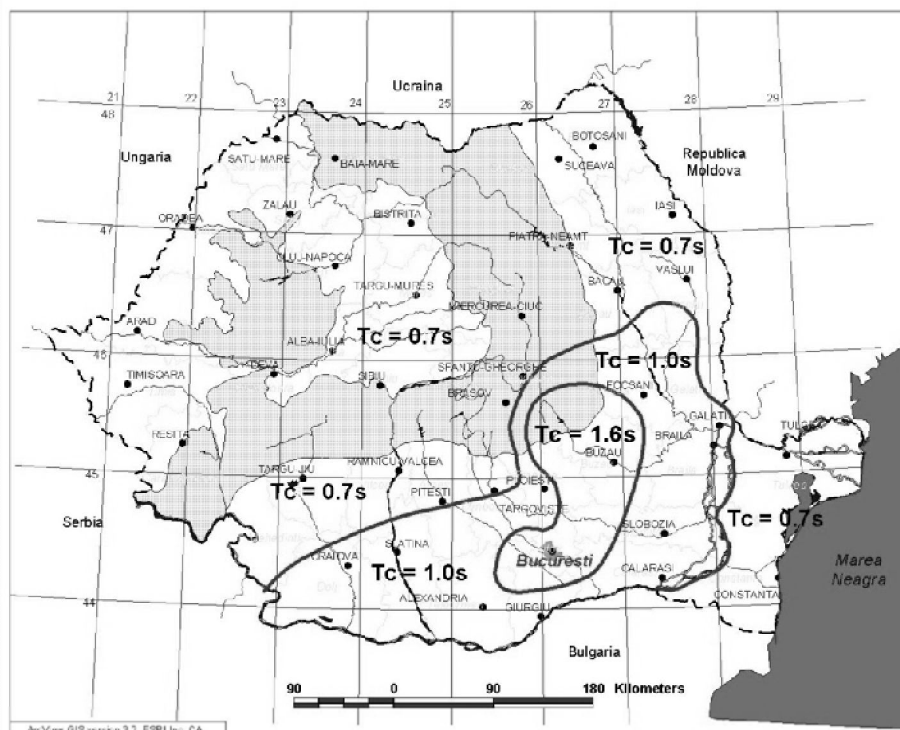


Fig. 2.6 – *Zonarea teritoriului României în termeni de perioadă de colţ* T_C

Tabelul 2.15 – *Valorile factorului de comportare q*

Tip structura		α_u/α_1	*q* Clasa de ductilitate *H*	*q* Clasa de ductilitate *M*
Cadre, sistem dual cu cadre preponderente	cu un nivel	1.15	5,75	4,03
	cu mai multe niveluri şi o deschidere	1.25	6,25	4,38
	cu mai multe niveluri şi mai multe deschideri	1.35	6,75	4,73
Pereţi, sistem dual cu pereţi preponderenţi, pereţi cuplaţi	cu numai 2 pereţi in fiecare direcţie	1.00	4	3
	cu mai mulţi pereţi	1.15	4,60	3
	pereţi cuplaţi, structuri duale (pereţi preponderenţi)	1.25	5	3
Nucleu (flexibila la torsiune)		-	3	2
Pendul inversat		-	3	2

Clasa de ductilitate *H* este caracteristică construcţiilor care oferă un grad de încredere înalt prin asigurarea unei capacităţi substanţiale de deformare în domeniul postelastic, distribuită în numeroase zone ale structurii şi evitarea cedărilor de tip fragil.

Alternativ, pentru construcţii amplasate în zone seismice caracterizate de valori $a_g \leq 0,16$, se poate adopta o proiectare care să înzestreze structurile cu o capacitate de ductilitate mai mică, în acest caz construcţiile încadrându-se în clasa de ductilitate medie *M*.

În cazul în care structura prezintă regularitate completă şi se pot asigura condiţii de execuţie perfect controlate, factorul q poate lua valori sporite cu până la 20%.

Dacă structura are regularitate în plan dar nu prezintă regularitate în elevaţie, factorul q se va reduce cu 20% iar dacă structura nu prezintă regularitate nici în plan şi nici în elevaţie, factorul q se va reduce cu 40% faţă de valorile de referinţă prezentate în tabelul 2.15.

Se face observaţia că, în calculul seismic vor trebui considerate toate modurile proprii care au o contribuţie semnificativă la răspunsul seismic total astfel ca:

- suma maselor modale efective pentru modurile proprii de vibraţie considerate să reprezinte cel puţin 90% din masa totală a structurii;
- să fie considerate în calcul toate modurile proprii cu masă modală efectivă mai mare de 5% din masa totală.

2.6. Gruparea efectelor structurale ale acţiunilor

Deoarece asupra unei structuri acţionează simultan mai multe tipuri de încărcări, acestea trebuie grupate pentru obţinerea unor eforturi totale cumulate asupra elementelor structurale. Totodată, reglementările actuale prevăd utilizarea unor coeficienţi parţiali de siguranţă astfel ca nici o stare limită să nu fie depăşită.

Principalele grupări de încărcări sunt definite în codul de proiectare CR 0-2005 şi sunt elaborate pentru două tipuri de stări limită: stări limită ultime şi stări limită de serviciu (de exploatare normală). Stările limită ultime sunt utilizate pentru efectuarea verificărilor de rezistenţă şi stabilitate

în timp ce stările limită de serviciu se utilizează pentru verificări de deformaţie şi fisurare.

2.6.1. Grupări de încărcări pentru verificarea structurilor la stări limită ultime

Există două grupări ce se pot efectua în cazul stărilor limită ultime, o grupare în care nu intră acţiunea seismică (numită în vechile prescripţii tehnice *gruparea fundamentală*), şi o grupare în care va fi luată în considerare şi ipoteza acţiunii seismice (numită în vechile prescripţii tehnice *gruparea specială*).

În cazul în care nu se consideră acţiunea seismică iar încărcările permanente au un efect defavorabil asupra siguranţei structurale, gruparea încărcărilor se va realiza cu relaţia:

$$1{,}35\cdot\sum_{j=1}^{n}G_{k,j}+1{,}5\cdot Q_{k,1}+\sum_{i=2}^{m}1{,}5\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i} \qquad (2.11)$$

unde:

- $G_{k,j}$ – efectul pe structură al acţiunii permanente j, luată cu valoarea sa caracteristică;
- $Q_{k,1}$ – efectul pe structură al acţiunii variabile ce are ponderea predominantă între acţiunile variabile, luată cu valoarea sa caracteristică;
- $Q_{k,i}$ – efectul pe structură al acţiunii variabile i, luată cu valoarea sa caracteristică;
- n – numărul total de acţiuni permanente;
- m – numărul total de acţiuni variabile;
- $\psi_{0,i}$ – factor de simultaneitate al efectelor acţiunilor variabile pe structură, având valoarea:
  a) $\psi_{0,i}$ = 1, pentru încărcările din depozite, împingerea pământului, a materialelor pulverulente şi a lichidelor;
  b) $\psi_{0,i}$ = 0,7, pentru toate cazurile care nu se regăsesc la pct. a).

Dacă pe un element al structurii va acţiona la un moment dat o singură încărcare variabilă, atunci $Q_{k,i} = 0$.

În cazul în care nu se consideră acţiunea seismică iar încărcările permanente au un efect favorabil asupra siguranţei structurale, gruparea încărcărilor se va realiza cu relaţia:

$$0{,}9 \cdot \sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + 1{,}5 \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{m} 1{,}5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2.12)$$

În cazul betonului, această situaţie apare de obicei la elementele precomprimate, în faza de transfer.

În cazul în care se ia în considerare şi acţiunea seismică iar efectul încărcărilor permanente este unul defavorabil asupra siguranţei structurale, gruparea încărcărilor se va realiza cu relaţia:

$$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + A_E + \sum_{i=1}^{m} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2.13)$$

unde:

- A_E – efectul pe structură al acţiunii seismice, luată cu valoarea sa caracteristică;
- $\psi_{2,i}$ – coeficient pentru determinarea fracţiunii cvasipermanente a încărcării variabile $Q_{k,i}$, având valorile recomandate în tabelul 2.16.

Tabelul 2.16 – *Valorile coeficientului* $\psi_{2,i}$

Tipul acţiunii	$\psi_{2,i}$
Acţiuni din vânt şi acţiuni din variaţii de temperatură	0
Acţiuni din zăpadă şi acţiuni datorate exploatării	0,4
Încărcări în depozite	0,8

În cazul în care se ia în considerare şi acţiunea seismică iar efectul încărcărilor permanente este unul favorabil asupra siguranţei structurale, gruparea încărcărilor se va realiza cu relaţia:

$$0{,}9 \cdot \sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + A_E + \sum_{i=1}^{m} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \tag{2.14}$$

2.6.2. Grupări de încărcări pentru verificarea structurilor la stări limită de serviciu

Există trei grupări ce se pot efectua în cazul stărilor limită de serviciu, două grupări în care nu intră acţiunea seismică, şi o a treia grupare în care poate intra şi ipoteza acţiunii seismice.

Gruparea caracteristică de efecte structurale ale acţiunilor se va realiza cu relaţia:

$$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{m} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \tag{2.15}$$

Gruparea frecventă de efecte structurale ale acţiunilor se va realiza cu relaţia:

$$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{m} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \tag{2.16}$$

unde $\psi_{1,1}$ este coeficientul pentru determinarea valorii frecvente a acţiunii variabile $Q_{k,1}$, având valorile recomandate în tabelul 2.17.

Tabelul 2.17 – *Valorile coeficientului* $\psi_{1,1}$

Tipul acţiunii	$\psi_{1,1}$
Acţiuni din vânt	0,2
Acţiuni din zăpadă şi acţiuni din variaţii de temperatură	0,5
Acţiuni datorate exploatării cu valoarea ≤ 3 kN/m^2	0,5
Acţiuni datorate exploatării cu valoarea > 3 kN/m^2	0,7
Încărcări în depozite	0,9

Gruparea cvasipermanentă de efecte structurale ale acţiunilor se va realiza cu relaţia:

$$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + \sum_{i=1}^{m} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2.17.a)$$

$$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + 0,6 \cdot A_E + \sum_{i=1}^{m} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2.17.b)$$

Relaţia (2.17.a) este utilizată pentru considerarea în proiectare a efectelor de lungă durată ale acţiunilor asupra structurii.

Relaţia (2.17.b) este folosită pentru verificarea la starea limită de serviciu a elementelor structurale, nestructurale, echipamentelor etc., atunci când acţiunea seismică trebuie considerată în gruparea de acţiuni.

3. CALCULUL STRUCTURAL CU METODA ELEMENTELOR FINITE

3.1 Introducere

Metodele analitice oferite de Teoria elasticităţii au un câmp restrâns de aplicabilitate în practica inginerească, datorită dificultăţilor care survin în cadrul integrării ecuaţiilor diferenţiale ale problemei. Aceste dificultăţi pot fi generate, pe de o parte, de configuraţia geometrică a structurii, de modul uneori foarte complex de încărcare şi rezemare a acesteia, sau, pe de altă parte, de varietatea proprietăţilor mecanice ale materialelor componente. Din acest motiv, un calcul analitic al stării de eforturi şi deformaţii se conduce, în general, pe o structură simplificată geometric, mecanic şi uneori chiar şi fizic, iar rezultatele obţinute, supuse unei analize prin prisma simplificărilor introduse, sunt racordate la valori controlate experimental sau prin alte procedee de calcul.

Având în vedere că, obiectivul principal al oricărui inginer este acela de a obţine soluţii eficiente din punct de vedere practic, s-a înregistrat în ultima vreme o preferinţă în utilizarea metodelor numerice de rezolvare a problemelor Teoriei elasticităţii. Soluţiile aproximative obţinute pot satisface exigenţele inginereşti în proiectarea diferitelor structuri de rezistenţă, mult mai bine decât soluţiile "exacte" mai sus amintite. O asemenea metodă este cea a diferenţelor finite, în care ecuaţiile diferenţiale sunt înlocuite cu sisteme de ecuaţii algebrice, soluţiile problemei fiind obţinute în nodurile reţelei care s-a folosit în definirea diferenţelor finite.

Faţă de procedeul prin diferenţe finite, în cadrul căruia aproximarea făcută are un caracter pur matematic, metoda elementelor finite se bazează pe o concepţie calitativ diferită, aproximarea provenind în urma unei discretizări de natură fizică. Astfel, metoda consideră structura continuă care se cercetează ca, fiind alcătuită din mai multe părţi mici, discrete, numite elemente finite, continue în cuprinsul lor şi legate între ele în anumite puncte numite noduri, în care se vor obţine soluţiile problemei. Analiza corpului complex este redusă la studiul elementelor componente ale structurii rezultate prin discretizarea sa. Pentru a cunoaşte comportarea

structurii, a întregului, va fi necesar să se cerceteze mai întâi elementul finit, adică partea, motiv pentru care procedeul mai este numit uneori, foarte sugestiv, "going from part to whole", adică "mergând de la parte la întreg". Analiza elementului finit se concretizează, în cele din urmă, în stabilirea unor caracteristici globale ca, de exemplu, rigiditatea sa, care servesc apoi la reconstituirea structurii, prin operaţia numită de asamblare.

Conceperea elementelor finite, adică stabilirea formei acestora, precizarea numărului de noduri în care acestea se interconectează şi a naturii acestor legături, trebuie făcută de aşa manieră, încât să se asigure posibilitatea de reconstituire cât mai fidelă a structurii date. Din punct de vedere matematic, asamblarea conduce la un sistem de ecuaţii algebrice, având ca necunoscute, de exemplu, deplasările nodurilor, valori cu care se poate deja trece la determinarea tensiunilor în fiecare element.

Cu toate că, prin această metodă, analiza structurii s-a simplificat substanţial, trebuie observat că, şi în cazul unei discretizări relativ grosiere, volumul de calcul devine atât de mare, încât utilizarea calculatoarelor electronice este indispensabilă. Metoda se consideră, pe bună dreptate, un produs al erei calculatoarelor electronice moderne. În comparaţie cu alte modalităţi de calcul, metoda elementelor finite oferă avantaje deosebite, ceea ce a făcut să-şi găsească o largă aplicabilitate în cele mai variate sectoare ale cercetării ştiinţifice, fiind utilizată în Mecanica construcţiilor, la rezolvarea problemelor din domeniul structurilor cu caracter civil, industrial, hidrotehnic sau al construcţiilor de nave maritime, aeronave sau nave cosmice. Astfel, operaţia de discretizare a structurii prin supleţea ei, permite rezolvarea oricăror structuri, indiferent de geometria mediului solid analizat. Totodată, diversitatea cazurilor ce trebuie rezolvate este mult redusă, deoarece analiza este efectuată la nivelul elementelor componente şi nu la nivelul structurii întregi.

Metoda se extinde fără dificultăţi şi în domeniul neomogenităţilor fizice, al neliniarităţilor fizice şi geometrice, putându-se aborda cu uşurinţă probleme ca, interacţiunea teren-fundaţie-structură, calculul galeriilor, probleme legate de pierderea stabilităţii locale sau generale etc., iar introducerea condiţiilor la limită nu mai comportă nici un fel de dificultăţi, acestea rezumându-se la precizarea restricţiilor impuse în unele noduri. Rezultatele care se obţin se pot îmbunătăţi prin alegerea adecvată a mărimii

şi formei elementelor. O discretizare judicioasă va urmări prezenţa concentratorilor de tensiune, îndesind elementele finite în zona acestora. Metoda asigură, prin urmare, o cercetare profundă, amănunţită şi completă a structurilor. Printre avantajele metodei trebuie subliniat faptul că algoritmul de calcul, adecvat automatizării, şi deci formulat matriceal, prezintă un caracter de unicitate; el rămâne în esenţă acelaşi, indiferent de tipul elementului finit şi permite o abordare unitară a analizelor statice şi dinamice, cât şi neliniare a structurilor.

Metoda elementului finit nu este o metodă de ultimă actualitate, ea dezvoltându-se încă din anii '60. Din nefericire, evoluţia calculatoarelor a fost mult mai lentă astfel încât, deşi fundamentul teoretic era foarte bine pus la punct, aplicabilitatea practică a impus numeroase limitări.

Rezolvarea propriu-zisă cu metoda elementelor finite se poate conduce, fie în spiritul *metodei deplasărilor*, când caracteristicile globale ale elementelor finite vor fi reprezentate prin rigidităţi ale acestora, regrupate într-o matrice (metoda matricei de rigiditate), fie în spiritul *metodei eforturilor*, caracteristicile globale ale elementelor finite fiind reprezentate prin flexibilităţi (metoda matricei de flexibilitate). Uneori, se preconizează şi un procedeu mixt. Dintre acestea, metoda deplasărilor este preferată, fiind avantajoasă în privinţa automatizării integrale a rezolvării şi fiind totodată mai uşor de intuit.

3.2 Etapele analizei structurilor cu elemente finite

Pentru a putea utiliza un program de calcul bazat pe metoda elementului finit, este important să se cunoască etapele ce trebuie parcurse pentru rezolvarea problemei:

a) **Alegerea tipului de elemente finite şi discretizarea structurii.** Elementele finite diferă între ele prin forma lor geometrică, caracteristicile fizice ale materialului din care sunt alcătuite şi numărul, respectiv tipul deplasărilor independente care se ataşează nodurilor. Pentru determinarea caracteristicilor sintetice ale unui element finit, se acceptă o lege convenţională de variaţie în cuprinsul elementului, a deplasărilor, numit câmp de deplasări, sau a tensiunilor, numit câmp de tensiuni. Întrucât

câmpul de deplasări sau de tensiuni ales, nu reprezintă exact variaţia reală a deplasărilor sau a tensiunilor pe domeniul elementului finit, aceasta constituie cauza principală a aproximaţiilor pe care le face metoda ca atare. De aceea, alegerea tipului de element finit se corelează cu modul în care se face discretizarea structurii, şi va avea în vedere următoarele aspecte:

1) Alegerea unui model de element constitutiv sau altul trebuie făcută ţinând seama că, o precizie mărită a rezultatelor se repercutează în augmentarea cantităţii de calcule. De exemplu, în cazul plăcilor plane, dacă momentele încovoietoare şi forţele tăietoare au o variaţie lentă, se poate accepta modelul Kirchhoff (clădit pe ipoteza lui Bernoulli), în timp ce, în cazul unor variaţii relativ rapide ale acestor eforturi, devine necesară adoptarea unor modele mai complexe, cum este, de exemplu, modelul Reissner (care defineşte câmpul de deplasări considerând şi efectul forţei tăietoare).
2) Având în vedere varietatea mare a tipurilor de elemente finite, alegerea unui anumit tip trebuie făcută în corelare cu soluţia de discretizare care a fost adoptată. Dacă forma domeniului discretizat şi încărcările corespunzătoare sunt relativ "liniştite", sunt preferate elemente finite complexe, având un număr ridicat de grade de libertate, în timp ce, cazul unor forme "agitate" a domeniului discretizat sunt abordate eficient cu elemente mai simple, dar cu o discretizare deasă, ceea ce permite urmărirea fidelă a conturului şi totodată menţinerea numărului de necunoscute, pe ansamblul calculelor, în limite economice.
3) Procedeul de investigaţie cu metoda elementului finit permite renunţarea la modelele clasice de calcul, familiare inginerilor, structura putându-se idealiza cu grade de eroare diferite, în funcţie de posibilităţi şi de efortul acceptat în realizarea fiecăreia dintre ele (fig. 3.1).
4) Forma structurii poate impune utilizarea simultană a mai multor tipuri de elemente finite. Astfel, în cazul unei diafragme-cadru, este raţională folosirea elementului finit dreptunghiular plan şi al barei.

După alegerea tipului de elemente finite, structura dată se subîmparte în elemente finite, numerotate de la 1 la n, precizându-se apartenenţa

fiecărui element la mulţimea nodurilor sale de conexiune (fig. 3.2). Se defineşte astfel topologia modelului pe care se conduce calculul. Cu toate

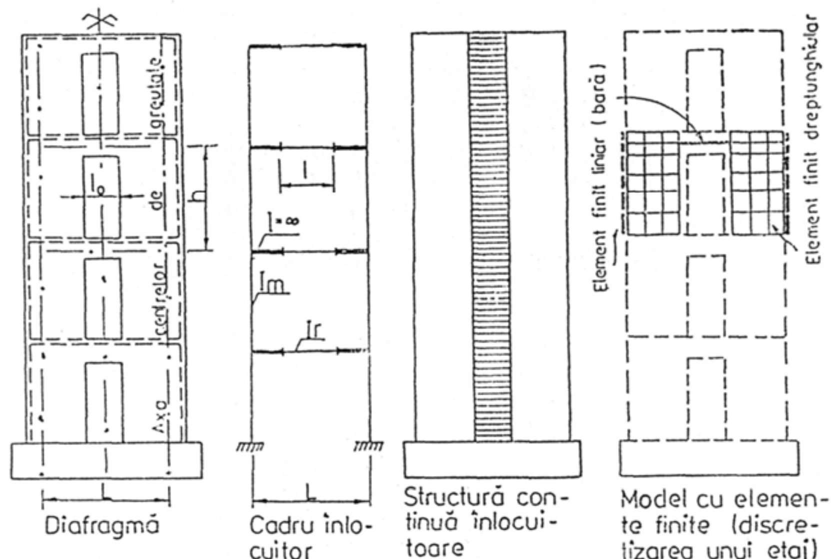


Fig. 3.1 – *Diferite modele de calcul pentru aceeaşi structură*

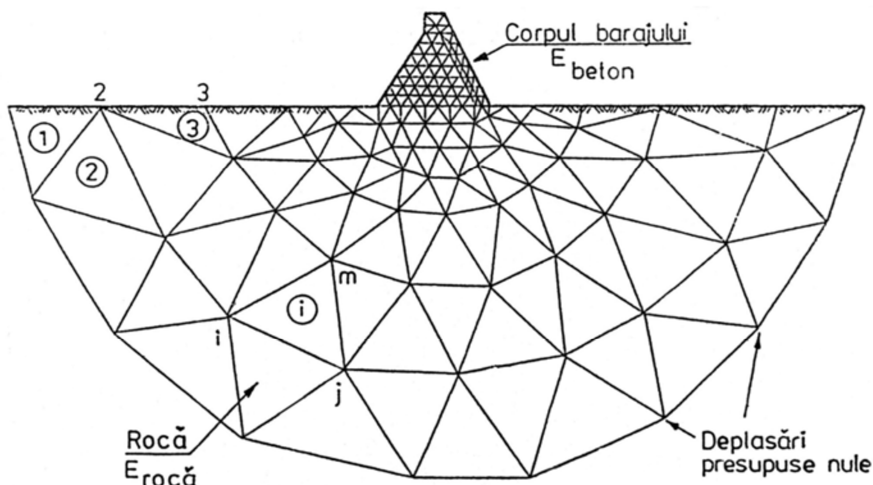


Fig. 3.2. – *Discretizarea unui baraj de greutate*

că, în cazul unor structuri având forme regulate, operaţia poate fi automatizată, rolul inginerului rămâne esenţial, cel puţin în privinţa alegerii formei şi dimensiunii elementelor. În cazul unor structuri având o geometrie

neregulată, o experienţă dobândită în Mecanica construcţiilor privitoare la răspunsul structurilor la acţiunile exterioare este necesară şi totdeauna binevenită. În unele cazuri, însăşi dimensiunile mediului continuu ce se supune discretizării trebuie alese în mod judicios, pentru a asigura obţinerea unor rezultate concludente. Un astfel de exemplu îl constituie stabilirea dimensiunilor terenului din vecinătatea corpului unui baraj de greutate (fig. 3.2).

Majoritate programelor de element finit au posibilitatea discretizării automate a structurilor. Acest avantaj trebuie tratat însă cu prudenţă, deoarece, nu întotdeauna, modelările automate sunt capabile să îndesească reţeaua acolo unde este necesar.

b) **Alcătuirea matricei de rigiditate sau flexibilitate a elementului finit.** Odată ce tipul elementului finit a fost precizat şi câmpul de deplasări sau tensiuni definit, se poate trece la alcătuirea ecuaţiei matriceale care exprimă proprietăţile statice sau cinematice ale elementului. De exemplu, în domeniul acţiunilor statice, în baza unui câmp de deplasări ales, se pot scrie ecuaţiile de echilibru între forţele aplicate în nodurile elementului finit (numite *forţe nodale*), pe de o parte şi forţele interioare, pe de altă parte. Acestea din urmă se exprimă în funcţie de rigiditatea elementului şi deplasările nodurilor sale. Pentru determinarea elementelor de rigiditate, pot fi folosite următoarele procedee:

1) *Procedeul direct*, având la bază metoda clasică a deplasărilor. Acest procedeu poate fi aplicat numai în cazul unor câmpuri de deplasări sau tensiuni simple.
2) *Procedeul variaţional*, care comportă minimizarea energiei potenţiale totale a solidului elastic, în baza principiului valorii staţionare a energiei potenţiale. Spre deosebire de procedeul direct, procedeul variaţional poate fi utilizat în cele mai complicate cazuri.
3) *Procedeul valorilor reziduale (metoda Galerkin)*, care, având la bază o tehnică de obţinere a unor soluţii aproximative a ecuaţiilor diferenţiale liniare sau neliniare, este indicat în situaţiile când funcţionala de minimizat se obţine cu dificultăţi sau când aceasta nu există.

4) *Procedeul bilanţului energetic*, care, bazându-se pe prima lege a termodinamicii, extinde considerabil gama de probleme ce pot fi investigate cu metoda elementelor finite.

c) **Asamblarea.** Însuşirile de comportare mecanică a structurii întregi rezultă din aportul fiecărui element finit. Astfel, rigiditatea structurii se obţine prin "asamblarea" rigidităţilor elementelor finite, ceea ce matematic revine la a combina ecuaţiile matriceale care exprimă comportarea elementelor finite în parte şi a obţine ecuaţia matriceală care exprimă comportarea structurii întregi. La baza acestei operaţii stă faptul că, într-un nod comun mai multor elemente finite, valoarea variabilei câmpului de definiţie (de deplasări sau tensiuni) este aceeaşi pentru toate elementele cuplate în acel nod. Înainte de a se trece la rezolvarea sistemului de ecuaţii algebrice astfel obţinut, acesta se modifică în funcţie de condiţiile la limită (de rezemare) pe care trebuie să le respecte structura. Întreaga operaţie se face automat de către calculatorul electronic.

d) **Rezolvarea sistemului de ecuaţii.** Prin rezolvarea sistemului de ecuaţii se obţin valorile nodale ale variabilelor câmpului şi anume, deplasările nodurilor sau forţelor de legătură din acestea, după cum problema s-a rezolvat cu metoda deplasărilor sau eforturilor. Dacă sistemul de ecuaţii este liniar, rezolvarea se face în baza algoritmilor de calcul cunoscuţi, în timp ce în cazul sistemelor neliniare, soluţiile rezultă iterativ, necesitând modificări ai coeficienţilor necunoscutelor şi uneori şi ai termenilor liberi.

e) **Calcule auxiliare.** Uneori soluţiile sistemului de ecuaţii sunt folosite pentru a obţine alte mărimi derivate din necunoscutele primare. Aşa de exemplu, deplasările nodurilor servesc în continuare la calculul deformaţiilor specifice şi a tensiunilor.

3.3. Precizia rezultatelor obţinute prin metoda elementului finit

Erorile care apar în rezolvarea numerică a problemelor matematice se împart, în esenţă, în cinci categorii: erori de problemă, erori de metodă, erori iniţiale, erori de rotunjire şi erori de trunchiere.

Erorile de problemă sunt cauzate de faptul că, nu întotdeauna formularea matematică descrie exact procesul modelat, deoarece de multe ori, necesitatea de a reduce complexitatea formulării, impune acceptarea unor condiţii simplificatoare. Un exemplu în acest sens, îl constituie modelarea matematică plană a unei structuri alcătuită din cadre spaţiale, când se efectuează calculul pe modele de cadru plan, dispuse pe cele două direcţii ortogonale. Deoarece efectul conlucrării spaţiale nu poate fi “sesizat” de către model, inevitabil rezultatele obţinute prin calcul vor diferi de cele reale.

Erorile de metodă se datorează faptului că, uneori este dificilă, dacă nu, chiar imposibilă rezolvarea formulării exacte a problemei. În aceste cazuri, problema este înlocuită cu una aproximativă, pentru care există tehnici adecvate de rezolvare şi care are un rezultat foarte apropiat. Ca exemplu, se poate aminti calculul plăcilor curbe subţiri, care sunt mult mai uşor de modelat prin metoda elementelor finite decât prin metodele Teoriei Elasticităţii, erorile fiind suficient de mici pentru a putea surprinde fenomenul. Metodele numerice sunt prezente în majoritatea contextelor, în care sunt utilizate metode de aproximare.

Erorile iniţiale (inerente) sunt erori în valorile datelor iniţiale, cauzate de incertitudini în măsurători sau de natura inerent aproximativă a reprezentării numerelor cu ajutorul unui număr finit de cifre. Exemplul cel mai elocvent îl constituie determinarea rezistenţei betonului prin metode nedistructive, proces afectat de erori semnificative.

Erorile de rotunjire sunt cauzate de reprezentarea numerelor cu un număr finit de cifre semnificative exacte, aşa cum se întâmplă în cazul operaţiei 1/3 sub forma 0,333, care implică o eroare de rotunjire de aproximativ $3x10^{-4}$. Erorile de rotunjire depind de particularităţile hardware ale calculatorului şi de modul de reprezentare internă al diferitelor tipuri de date utilizate în calcule (întreg, real, dublă precizie).

Erorile de trunchiere (reziduale) provin din natura infinită a unor procese utilizate în descrierea soluţiei problemelor matematice. Faptul că, practic, aceste procese trebuie întrerupte după un număr finit de paşi, induce o eroare de trunchiere. Rezolvarea sistemelor de ecuaţii prin metode iterative conduce la acest gen de erori.

Erorile de problemă şi cele de metodă se află sub controlul direct al operatorului. Acesta va trebui să aleagă modelele matematice şi metodele de calcul capabile să conducă la minimizarea erorilor, fără augmentarea excesivă a duratei de calcul. Erorile iniţiale depind de precizia metodelor şi a aparaturii de laborator cu care se efectuează testele şi/sau de cunoştinţele existente (nivelul la care a ajuns cercetarea) într-un domeniu la un moment dat. Metodele numerice permit, în principiu, controlul erorilor de rotunjire şi al celor de trunchiere, cu condiţia transcrierii adecvate a algoritmului.

3.4. Problematica aproximării cu elemente finite

3.4.1. Tipuri de elemente finite

Una din problemele importante pe care inginerul de structuri trebuie să o aibă în vedere, atunci când apelează la metoda elementelor finite, este alegerea adecvată a tipului de element finit. Astfel, se va avea în vedere, atât forma geometrică a acestuia, numărul şi tipul nodurilor sale, tipul variabilelor din nod, cât şi modul de aproximare a funcţiilor necunoscute din interiorul elementului finit, prin utilizarea funcţiilor de interpolare corespunzătoare.

Funcţiile care aproximează variabilele câmpului nu pot fi alese arbitrar, ci trebuie să satisfacă condiţii legate, pe de o parte de convergenţa soluţiei aproximate şi, pe de altă parte, de asigurarea continuităţii acesteia la interfeţele elementelor. Pentru a clasifica gradul de continuitate al variabilelor câmpului la interfeţele elementelor finite, se preconizează definiţii şi notaţii standard. Continuitatea este numită de clasa C^0, dacă este asigurată continuitatea funcţiei (funcţiile respective fiind numite *funcţiile generalizate ale lui Lagrange*), de clasă C^1...C^n, dacă este asigurată şi continuitatea derivatelor de ordinul întâi, respectiv superior (funcţiile respective fiind numite *funcţiile generalizate ale lui Hermite*). Cu aceste definiţii, condiţiile pe care trebuie să le îndeplinească funcţiile de interpolare presupuse având (k+1) derivate, în ipoteza că prin micşorarea dimensiunii elementului finit se asigură convergenţa, pot fi grupate în:

a) condiţii de *compatibilitate*, care reclamă continuitate de clasa C^k la interfeţe;
b) condiţii de *completitudine*, care reclamă continuitate de clasa C^{k+1}.

Tabelul 3.1. – *Tipuri de elemente finite*

Nr crt	Geometria elementului finit	Grade de libertate nodale – Tip	Grade de libertate nodale – Număr	Cîmpul de deplasări	Nr crt	Geometria elementului finit	Grade de libertate nodale – Tip	Grade de libertate nodale – Număr	Cîmpul de deplasări
1		u v (w)	4 6	Liniar De gradul 2	6		u v	12	Polinom de gr. 2 complet, in coordonate curbilinii
2		u v	6	Polinom liniar complet	7		u v	8	Liniar
3		u v	12	Polinom de gr. 2 complet	8		u v $\frac{\partial u}{\partial x}$ $\frac{\partial u}{\partial y}$ $\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y}$ $\frac{\partial v}{\partial x}$ $\frac{\partial v}{\partial y}$ $\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y}$	32	Polinom de gr. 6 incomplet (Interp. Hermite)
4		u v	20 18	Polinom de gr.3 complet	9		u v	8	Liniar in coordonate oblice
5		u v $\frac{\partial u}{\partial x}$ $\frac{\partial u}{\partial y}$ $\frac{\partial v}{\partial x}$ $\frac{\partial v}{\partial y}$	20 18	Polinom de gr. 3 complet	10		u v	16 18	Polinom de gr. 4 incomplet in coordonate curbilinii (Interp. Lagrange)
11		u v $\frac{\partial u}{\partial x}$ $\frac{\partial v}{\partial y}$ $\frac{\partial v}{\partial x}$ $\frac{\partial v}{\partial y}$	32	Polinom de gr. 6 incomplet in coordonate curbilinii (Interp. Hermite)	16		u v w	24	Polinom de gr. 3 incomplet in coordonate oblice
12		u v w	12	Polinom liniar complet	17		u v w	81 60	Polinom de gr. 6 incomplet in coordonate curbilinii (Interp. Lagrange)
13	Muchii drepte/curbe	u v w	30	Polinom de gr. 2 complet in coordonate carteziene/curbil.	18		u v w	64	Polinom de gr. 6 incomplet in coordonate curbilinii (Interp. Lagrange)
14		u v w	60	Polinom de gr. 3 complet in coordonate curbilinii.	19		u v w $\frac{\partial u}{\partial x}$ $\frac{\partial u}{\partial y}$ $\frac{\partial u}{\partial z}$ $\frac{\partial v}{\partial x}$ $\frac{\partial v}{\partial y}$ $\frac{\partial v}{\partial z}$ $\frac{\partial w}{\partial x}$ $\frac{\partial w}{\partial y}$ $\frac{\partial w}{\partial z}$	96	Polinom de gr. 6 incomplet in coordonate curbilinii (Interp. Hermite)
15		u v w $\frac{\partial u}{\partial x}$ $\frac{\partial u}{\partial y}$ $\frac{\partial u}{\partial z}$ $\frac{\partial v}{\partial x}$ $\frac{\partial v}{\partial y}$ $\frac{\partial v}{\partial z}$ $\frac{\partial w}{\partial x}$ $\frac{\partial w}{\partial y}$ $\frac{\partial w}{\partial z}$	60 48	Polinom de gr. 3 complet	20		w $\frac{\partial w}{\partial x}$ $\frac{\partial w}{\partial y}$	9	Polinom de gr. 3 complet

Din punctul de vedere al acestor condiţii, se poate menţiona aici că, dificultăţile în alcătuirea elementelor finite şi a funcţiilor de interpolare respective cresc, cu clasa de continuitate a acestora din urmă. În cazul acelor probleme, la care clasa de continuitate C^0 este suficientă, din multitudinea de elemente finite aparţinând acestei clase se preferă tipurile cele mai simple, pentru a reduce volumul de calcul.

În ceea ce priveşte geometria elementelor finite, aceasta prezintă de cele mai multe ori forme simple. Tabelul 3.1 ilustrează o serie de elemente finite liniare, de suprafaţă şi spaţiale utilizate în analiza structurilor. S-au prezentat elemente *liniare*, *plane* încărcate în planul lor, *spaţiale* şi plane încărcate normal pe planul lor. Se disting nodurile aşezate în colţurile, respectiv pe marginile (laturile respectiv suprafeţele) elementelor, numite noduri *exterioare*, în dreptul cărora se asigură conexiunea cu elementele vecine.

Unele elemente au şi noduri plasate în interiorul lor, numite noduri *interioare*. Acestea devin necesare atunci când numărul coordonatelor generalizate depăşeşte numărul gradelor de libertate ale elementului finit. În acest mod, matricea de rigiditate poate fi îmbunătăţită, făcând-o mai rigidă sau dimpotrivă mai flexibilă. Cu toate acestea, utilizarea unui număr mare de noduri interioare nu este recomandată, întrucât nu se obţine o îmbunătăţire a condiţiilor de echilibru între elemente, în schimb creşte substanţial volumul de calcul. În tabel se precizează variabilele nodale considerate (tipul gradului de libertate) şi numărul acestora. În dreptul nodurilor însemnate cu două cerculeţe concentrice, sunt considerate ca variabile nodale, pe lângă funcţiile ca atare şi derivatele acestora.

3.4.2. Elemente finite izoparametrice

În situaţiile când, pentru calculul unor structuri de rezistenţă se folosesc elemente finite tridimensionale cu muchii drepte, prezenţa în structură a unor margini curbe poate conduce, în cadrul discretizării, la un număr însemnat de mare de asemenea elemente. Având în vedere şi numărul mare de grade de libertate al acestora, pot interveni dificultăţi în privinţa capacităţii de memorare a datelor şi a duratei calculului. Acest neajuns poate

fi evitat prin utilizarea unor elemente finite cu margini curbe, obţinându-se o importantă reducere a numărului acestora.

Ideea de bază este aceea, de a transforma forma geometrică simplă a unui element finit, având marginile drepte şi paralele cu axele sistemului de referinţă local de coordonate carteziene, într-o formă geometrică cu margini curbe (în particular drepte înclinate), raportată la sistemul global (sau local) de referinţă. În figura 3.3 este ilustrată această operaţie, în cazul unui element plan, respectiv spaţial, rezultând şi o transformare a sistemului de coordonate locale.

Analizând această situaţie, se constată că atât câmpul de deplasări, cât şi geometria marginilor elementului finit, se exprimă prin intermediul funcţiilor de interpolare având acelaşi ordin. Elementele finite astfel definite se numesc izoparametrice.

Unul dintre avantajele mari pe care îl prezintă elementele finite izoparametrice este acela că, stabilirea caracteristicilor acestora poate fi făcută direct pe elementul finit generator, efectuându-se doar o transpunere în spaţiul real.

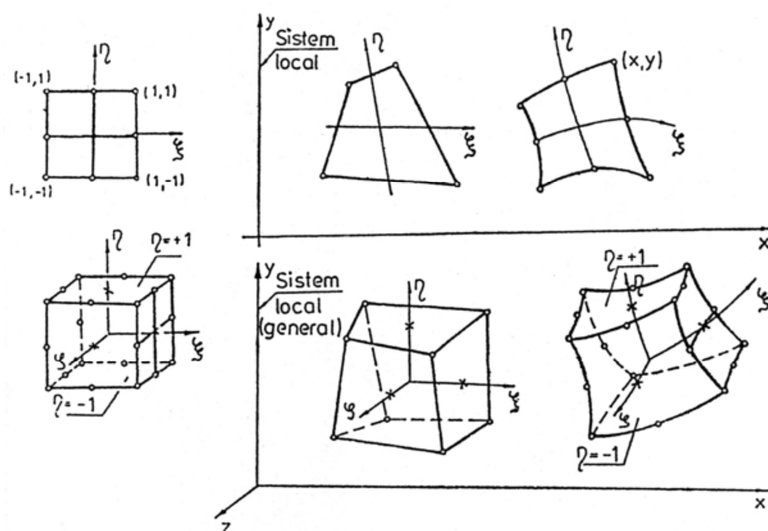


Fig. 3. 3 – *Elemente finite izoparametrice*

În ceea ce priveşte condiţiile de continuitate, vor fi luate în considerare următoarele reguli:

a) dacă la generarea a două elemente finite vecine, se foloseşte un element finit, având funcţii de interpolare care asigură satisfacerea condiţiilor de continuitate între elementele vecine, atunci condiţiile de continuitate vor fi satisfăcute şi între elementele finite generate.
b) dacă criteriile de completitudine sunt satisfăcute în elementul finit generator, acestea se regăsesc automat şi în elementul finit generat.

3.4.3 Discretizarea structurii

Prin discretizarea unei structuri se înţelege subîmpărţirea acesteia într-un număr oarecare de elemente finite, interconectate în nodurile lor exterioare. În cadrul acestei operaţii, se aleg tipurile de elemente finite care vor fi utilizate şi se stabileşte repartizarea lor pe domeniul discretizat, rezultând astfel numărul, dimensiunea şi forma acestora. La structurile alcătuite numai din bare, modelul de calcul ce rezultă în urma discretizării structurii asigură satisfacerea condiţiilor de compatibilitate şi de echilibru, atât în interiorul fiecărui element, cât şi pentru structura întreagă; la structurile bi- şi tridimensionale, modelul de calcul rezultat prin discretizare nu satisface condiţiile menţionate decât parţial.

De asemenea, forţele nodale, care depind de gradele de libertate prevăzute în nod, nu au în acest caz corespondenţă fizică în structura dată; în cazul elementelor finite liniare aceste forţe coincid chiar cu eforturile rezultate din secţiune. Din această cauză, pentru ca rezultatele obţinute prin calcul condus pe un model cu elemente bi- sau tridimensionale să aproximeze cât mai bine soluţia problemei, discretizarea trebuie să aibă la bază o analiză atentă a stării de deformaţii şi eforturi din structură, luând în considerare aspectele particulare de formă, material, rezemare şi încărcare pe care le prezintă aceasta.

Poziţia nodurilor, respectiv a liniilor sau suprafeţelor de separare între elementele finite (linii, suprafeţe nodale) este condiţionată, atât de prezenţa unor variaţii în geometria structurii sau calitatea materialului acesteia, cât şi de existenţa unor încărcări concentrate sau chiar distribuite, dar după legi de variaţie discontinue. În figura 3.4 sunt prezentate schematic câteva situaţii în care poziţia nodurilor sau a liniilor nodale este impusă.

În cazul existenţei unor concentratori de tensiune, cum este acela al intrândurilor (fig. 3.5), în vârful unghiului concav va trebui plasat un nod. Există posibilitatea de a utiliza aici un element finit special prevăzut el însuşi cu un decupaj; apar însă dificultăţi în alcătuirea matricei de rigiditate, motiv pentru care această cale se foloseşte mai rar. Când se urmăreşte efectul local al concentratorului de tensiune, pentru cunoaşterea vârfului de tensiune, uneori se preconizează procedeul îndesirii succesive a reţelei în zona cercetată.

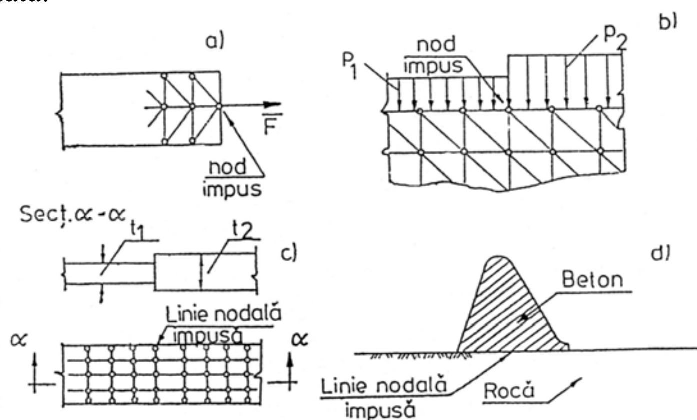


Fig. 3.4. – *Noduri şi linii nodale impuse de geometrie sau încărcări*

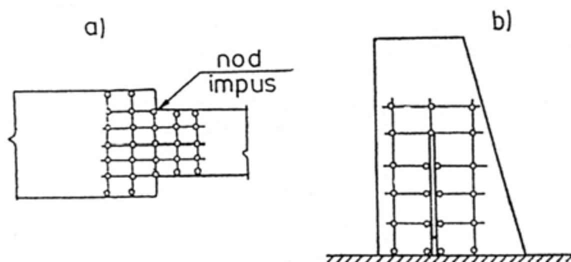


Fig. 3.5. – *Noduri impuse de concentrări de tensiuni*

Prezenţa unor fisuri necesită dedublarea nodurilor în reţea (fig. 3.5 b), la capătul fisurii fiind dispus un singur nod. Pentru a prinde efectul local al concentratorului de tensiune de la capătul fisurii, sunt şi în acest caz imaginate elemente finite speciale, cu fisură.

În ceea ce priveşte tratarea marginilor curbe, fie că se procedează la o îndesire a reţelei, utilizând elementele finite cu margini drepte (triunghi, patrulater oarecare, piramidă etc.), fie că se apelează la avantajele pe care le

prezintă din acest punct de vedere elementele finite izoparametrice cu margini curbe.

Rezultatele (deplasările şi tensiunile) care se obţin cu metoda elementelor finite sunt dependente de soluţia de discretizare aleasă. Din acest motiv, există situaţii, în special în cazul unor geometrii complicate, când problema inginerească abordată cu această metodă, trebuie investigată în mai multe variante de discretizare, urmând să se trieze rezultatele obţinute.

Legat de operaţia de discretizare, o problemă deosebit de importantă este numerotarea nodurilor reţelei. În figura 3.6 sunt reprezentate două modalităţi de marcare a nodurilor, respectiv a elementelor finite, cea din figura 3.6 a fiind mai des utilizată.

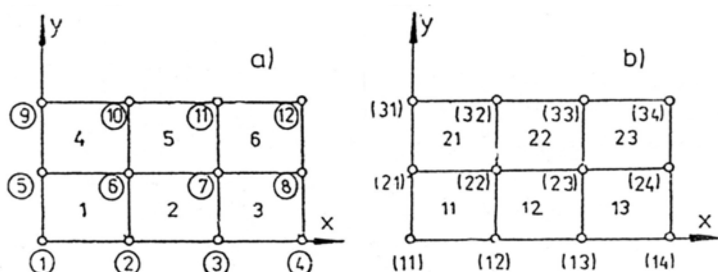


Fig. 3.6. – *Modalităţi de numerotare în metoda elementelor finite*

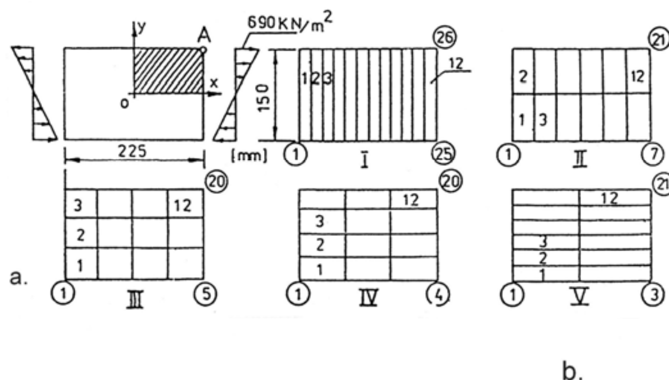
Astfel, dimensiunea sistemului de ecuaţii algebrice liniare la care conduce operaţia de asamblare a elementelor finite depinde, nu numai de dimensiunile matricelor de rigiditate a elementelor finite componente, ci şi de numărul şi modul de numerotare a nodurilor reţelei. Matricea coeficienţilor necunoscutelor este o matrice de tip bandă, a cărei lăţime influenţează, atât cantitatea de memorie necesară, cât şi timpul de rezolvare. Pentru a reduce lăţimea benzii matricei, în cazul utilizării elementelor finite complexe, vor fi preferate cele cu noduri exterioare suplimentare, în dreptul cărora se definesc derivatele deplasărilor ca şi gradele de libertate suplimentare; în ceea ce priveşte numerotarea nodurilor, se va urmări realizarea unei diferenţe D minime între numerele de ordine a două noduri vecine, având în vedere că semi-lăţimea L a benzii este dată de expresia:

$$L = (D+1)\cdot g\ , \qquad (3.1)$$

g fiind numărul gradelor de libertate al fiecărui nod.

Pentru structuri având o geometrie complexă, este greu de realizat o numerotare a nodurilor care să conducă la o valoare L minimă. În asemenea situaţii se apelează la numerotarea automată oferită de programele de calcul, elaborate pe baza unor algoritmi de optimizare a numerotării. Utilizarea unor asemenea algoritmi este întotdeauna indicată, dacă se are în vedere faptul că, din timpul total de calcul la computer, cel afectat rezolvării sistemului de ecuaţii poate reprezenta 70 - 80%.

Rezultatele calculelor sunt mult influenţate de raportul dimensiunilor semnificative ale elementului finit (de exemplu, lungimea dreptunghiului/lăţimea dreptunghiului). Pentru exemplificare, în cazul plăcii plane supuse la încovoiere în planul ei (fig. 3.7.a) şi discretizată în 12 elemente finite dreptunghiulare, având raportul laturilor cuprins între 1,125 şi 8, se compară valoarea deplasării punctului A pe direcţia axei x cu valoarea exactă.



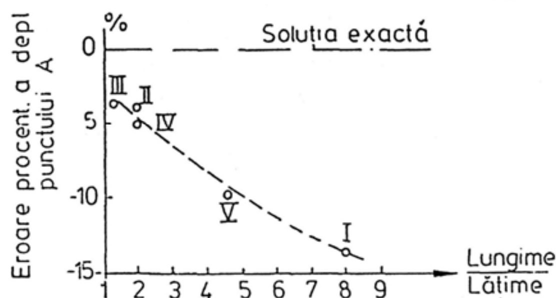


Fig. 3.7. – *Influenţa raportului laturilor asupra preciziei rezultatelor*

Se constată că erorile comise sunt cu atât mai mici cu cât raportul laturilor se apropie de valoarea unitară (fig. 3.7.b). Ca regulă generală, se recomandă evitarea formelor prea alungite.

Păstrând acelaşi raport al laturilor, în figura 3.8 se poate urmări influenţa numărului de elemente asupra valorii deplasării punctului A pe direcţia axei x, utilizând un element finit dreptunghiular cu 8 grade de libertate şi conducând calculul pe sfertul de placă haşurat în figura 3.7.a. Se poate constata că, de la un anumit număr de elemente, rezultatele nu mai pot fi îmbunătăţite simţitor prin creşterea numărului acestora.

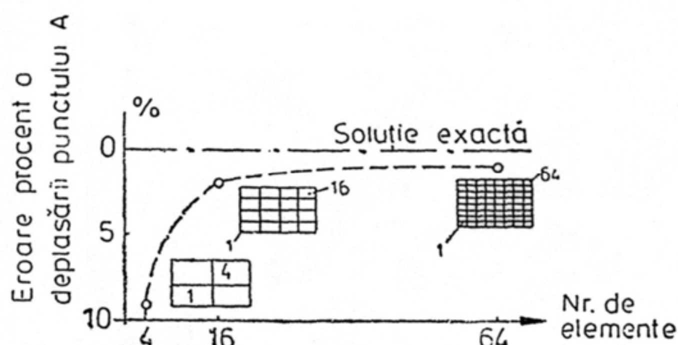


Fig. 3.8. – *Influenţa numărului de elemente asupra preciziei rezultatelor*

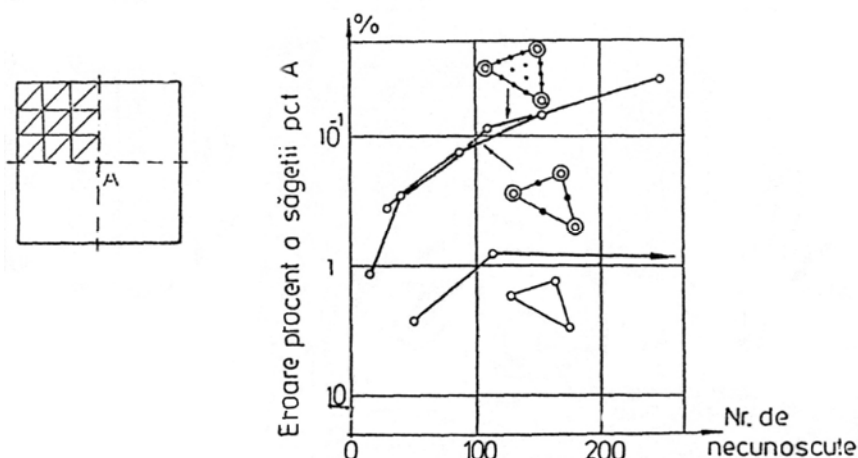


Fig. 3.9. – *Influenţa tipului de element finit asupra preciziei rezultatelor*

Acest aspect este ilustrat şi în cazul unei plăci încovoiate, simplu rezemate pe contur, supusă acţiunii unei forţe concentrate aplicată în centrul plăcii (fig. 3.9); pentru a reduce eroarea în determinarea săgeţii punctului A, se recomandă înlocuirea elementului finit triunghiular cu 9 grade de libertate cu cel având 21 sau 35 grade de libertate. Remarcând diferenţe nesemnificative între rezultatele obţinute prin utilizarea ultimelor două tipuri de elemente finite, în practică este preferat cel cu 21 grade de libertate.

4. PROIECTAREA PLĂCILOR DIN BETON ARMAT

Plăcile din beton armat sunt elemente de suprafaţă la care una din dimensiuni este mult mai mică decât celelalte două iar încărcarea este aplicată perpendicular pe planul lor.

Plăcile din beton armat se clasifică din punct de vedere structural în două mari categorii: plăci armate pe o direcţie şi plăci armate pe două direcţii.

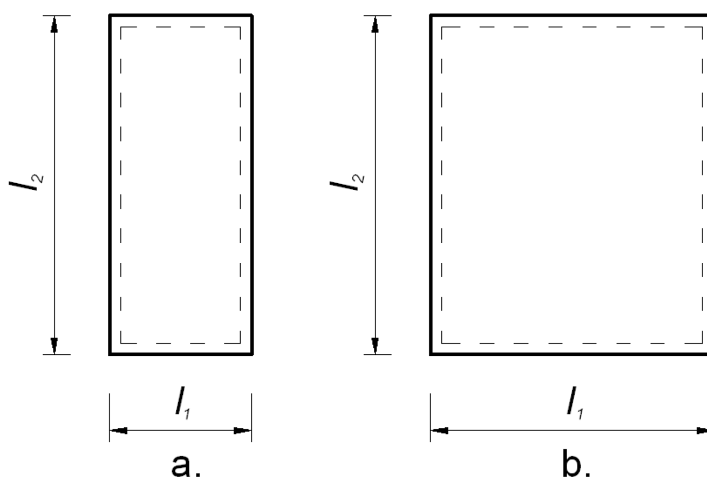


Fig. 4.1. – *Plăci armate: a. - pe o direcţie; b. - pe două direcţii*

Plăcile se armează pe o direcţie dacă raportul laturilor respectă una din relaţiile:

$$\frac{l_2}{l_1} > 2 \quad \text{sau} \quad \frac{l_2}{l_1} < 0,5 \qquad (4.1)$$

Dacă relaţia de mai sus nu este respectată adică:

$$0,5 \le \frac{l_2}{l_1} \le 2 \qquad (4.2)$$

atunci plăcile se armează pe două direcţii.

Din punct de vedere structural plăcile armate pe două direcţii sunt mai raţionale deoarece aceeaşi încărcare este distribuită pe două direcţii ortogonale, fiecare direcţie preluând doar o fracţiune din încărcarea totală.

La plăcile armate pe o direcţie întreaga încărcare este preluată pe direcţia scurtă, rezultând o cantitate mare de armătură pe această direcţie. Deoarece pe cealaltă direcţie sunt necesare armături de repartiţie, cantitatea totală de armătură necesară la armarea plăcilor pe o direcţie este mai mare decât în cazul plăcilor armate pe două direcţii unde, armătura de rezistenţă de la partea inferioară joacă şi rol de armătură de repartiţie.

4.1. Calculul plăcilor armate pe o direcţie

Proiectarea plăcilor armate pe o direcţie se face conform paşilor descrişi în fig. 1.1.

4.1.1. Predimensionare

Predimensionarea grosimii plăcii se face cu relaţia:

$$h = \frac{1}{30...40} l_1 \geq h_{min} \qquad (4.3)$$

unde l_1 este cea mai mică deschiderile a plăcii (fig. 4.2).

Se observă că, grosimea plăcii obţinută prin predimensionare trebuie să aibă cel puţin o valoare minimală, din considerente tehnologice. Grosimea minimă a plăcii din beton armat conform STAS 10107/0-90 este de 60 mm la plăcile monolite şi 30 mm la cele prefabricate în condiţiile în care acoperirea cu beton a armăturilor are valoarea minimă de 10 mm. Dacă acoperirea cu beton este mai mare de 10 mm va fi majorată automat şi grosimea minimă a plăcii.

Se recomandă ca, grosimea minimă a planşeelor monolite h_{min} să se considere:

- 60 mm la planşee de acoperiş;

- 70 mm la planşeele intermediare ale clădirilor civile, dacă din condiţia de izolare fonică nu rezultă valori mai mari;
- 80 mm la planşeele intermediare ale clădirilor industriale etajate (hale de producţie, depozite etc.);
- 100 mm la planşeele carosabile.

Grosimea finală a plăcii va fi multiplu de 10 mm.

4.1.2. Schema statică

Plăcile armate pe o direcţie se calculează astfel: se consideră o fâşie de placă de lungime unitară (uzual 1,0 m), se calculează armătura necesară pentru această fâşie iar în final se repetă armarea pentru fiecare lungime unitară adiacentă, extinzându-se pe întreaga lungime a plăcii (fig. 4.2).

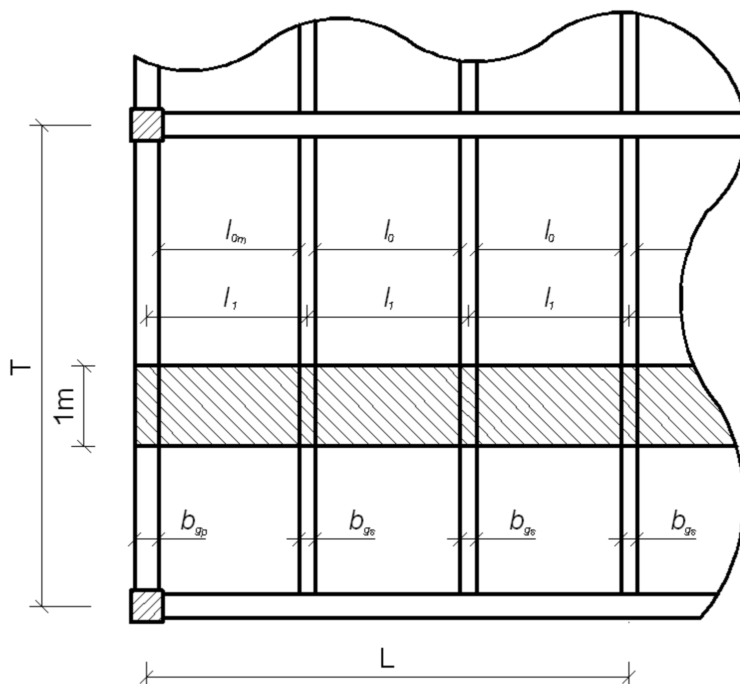


Fig. 4.2 – *Calculul plăcilor armate pe o direcţie*

În aceste condiţii, schema statică a fâşiei de placă care reazemă pe grinzi este cea a unei grinzi continue. Ca regulă generală, în măsura în care

este posibil, grinzile secundare se vor poziţiona astfel ca distanţele l_1 dintre axele acestora să fie egale. Această situaţie va permite efectuarea unui calcul manual simplificat. Dacă nu este posibil acest lucru, calculul static se va efectua în mod clasic.

În cadrul schemei statice s-a considerat drept deschidere distanţa dintre feţele grinzilor secundare şi nu distanţa interax aşa cum ar părea normal la prima vedere. Acest lucru se datorează faptului că, deoarece secţiunea grinzilor fiind mult mai mare decât cea a plăcii, eventualele cedări vor avea loc la faţa grinzii şi nu în axul acesteia.

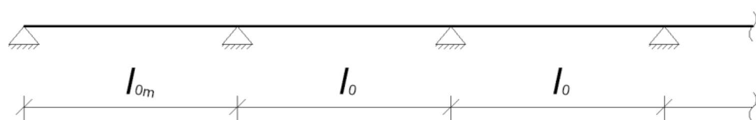


Fig. 4.3 – *Schema statică a plăcilor armate pe o direcţie*

Legăturile plăcii cu grinzile se vor considera articulate deoarece grinzile nu pot prelua în mod eficient efectele de torsiune, grinda marginală având cea mai accentuată rotire. În cazul deschiderii de calcul marginale, pentru elemente fără legătură monolită, s-a adăugat o jumătate din grosimea plăcii determinată la pct. 4.1.1 conform STAS 10107/1-90.

Deschiderile de calcul se vor calcula cu relaţiile:

- pentru reazeme alcătuite din grinzi, centuri sau stâlpi cu legătură monolită:

$$l_0 = l_1 - b_{gs}$$
$$l_{0m} = l_1 - \frac{b_{gs}}{2} - \frac{b_{gp}}{2} \tag{4.4}$$

- pentru reazeme alcătuite din grinzi, centuri sau zidării fără legătură monolită:

$$l_0 = l_1 - b_{gs}$$
$$l_{0m} = l_1 - \frac{b_{gs}}{2} - \frac{b_{gp}}{2} + \frac{h}{2} \tag{4.5}$$

unde lăţimile grinzilor secundare b_{gs} şi ale grinzii principale b_{gp} se vor predimensiona conform punctului 1.2.

4.1.3. Stabilirea încărcărilor

Încărcările se împart în două mari categorii (fig. 4.4): încărcări permanente (a căror sumă este notată cu *g*) şi încărcări utile (a căror sumă este notată cu *p*). Toate încărcările vor fi încărcări de calcul (cu coeficienţi parţiali de siguranţă) şi se vor evalua pentru un m^2 de placă conform informaţiilor prezentate în cadrul capitolului 2. Deoarece fâşia considerată are lăţimea de 1 m, valoarea încărcărilor pe m^2 de placă va fi identică cu cea a încărcărilor pe metru liniar de fâşie.

Solicitările exterioare utile pot apărea în exploatarea curentă a plăcilor în deschideri diverse, putându-se elabora mai multe scheme de încărcare. Deoarece în procesul de proiectare trebuie considerate cele mai dezavantajoase situaţii de solicitare, pentru calculul eforturilor în diverse secţiuni vor trebui adoptate diferite scheme de încărcare.

În urma analizelor efectuate în decursul timpului s-au stabilit cele mai dezavantajoase situaţii de încărcare pentru obţinerea unor eforturi maxime în câmp şi în reazem, aceste situaţii fiind prezentate în figura 4.4.

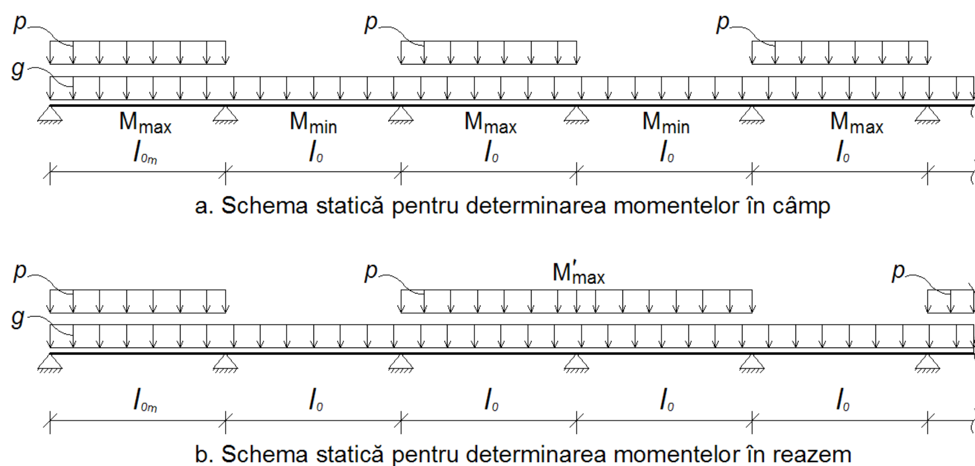


Fig. 4.4 – *Ipoteze de încărcare*

Astfel, pentru determinarea momentului maxim M_{max} într-un câmp, încărcarea permanentă va trebui considerată în toate deschiderile iar

încărcarea utilă va trebui poziţionată în deschiderea respectivă precum şi în deschideri alternante (fig. 4.4.a).

Pentru determinarea momentului minim M_{min} într-un câmp, încărcarea permanentă va trebui considerată în toate deschiderile iar încărcarea utilă va trebui poziţionată în deschiderile adiacente celei considerate, precum şi în deschideri alternante (fig. 4.4.a).

Pentru determinarea momentului maxim negativ M'_{max} într-un reazem, încărcarea permanentă va trebui considerată în toate deschiderile iar încărcarea utilă va trebui poziţionată în deschiderile adiacente reazemului considerat, precum şi în deschideri alternante (fig. 4.4.b).

4.1.4. Calculul static

Dacă deschiderile plăcii nu diferă între ele cu mai mult de 10%, prescripţiile legale în vigoare acceptă efectuarea unui calcul simplificat în domeniul postelastic. Se face observaţia că nu se poate efectua calculul în domeniul postelastic pentru următoarele situaţii:

- în cazul planşeelor care au încărcări tehnologice cu caracter dinamic;
- în cazul planşeelor la care se pun condiţii speciale de limitare a deschiderii fisurilor;
- în cazul elementelor din beton precomprimat ale planşeelor;
- elementelor din beton armat la care diferenţa dintre procentele de armătură dispuse în zona întinsă şi în cea comprimată ($p - p'$) are valori mai mari decât valorile limită din tabelul 4.1;
- în cazul elementelor din beton armat la care raportul dintre încărcarea utilă de lungă durată ţi încărcarea totală este mai mare de 0,75; în acest caz se permite efectuarea calculului în domeniul postelastic doar dacă valoarea $1,2 \cdot p_t/d$ rezultă cu valori cel mult egale cu cele de la care nu este necesară verificarea prin calcul a deschiderii fisurilor normale, precizate în tabelul 31, Anexa C din STAS 10107/0-90.

Tabelul 4.1 – *Valori limită (p-p')*

Tipul armăturii	Clasa betonului			
	C8/10	C12/15	C16/20	C18/22,5
	Valori limită (*p-p'*)			
OB37	0,77	1,13	1,49	-
PC52	0,54	0,79	1,04	1,15
PC60 şi STNB	-	0,68	0,89	0,99

Dacă un calcul în domeniul postelastic nu este posibil, atunci se va efectua un calcul în domeniul elastic al plăcii, ca pentru o grindă continuă.

Calculul în domeniul postelastic se poate efectua în mod simplificat (conform STAS 10107/2-92), cu relaţiile:

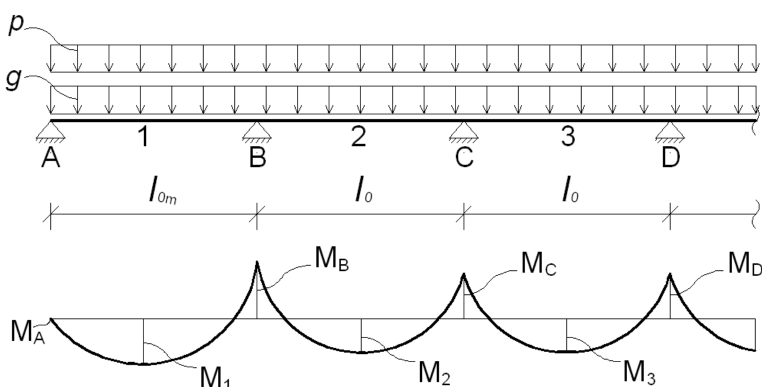


Fig. 4.5 – *Calculul eforturilor în domeniul postelastic la plăcile armate pe o direcţie*

$$M_A = 0 \tag{4.6}$$

$$M_1 = \frac{(g+p)\cdot l_{0m}^2}{11} \tag{4.7}$$

$$M_B = \frac{(g+p)\cdot l_{0m}^2}{14} \tag{4.8}$$

$$M_2 = M_C = M_3 = M_D = ... = \frac{(g+p)\cdot l_0^2}{16} \tag{4.9}$$

unde:

- M_i – momentul de calcul în secţiunea *i*, conform fig. 4.5;

- g – suma tuturor încărcărilor permanente;
- p – suma tuturor încărcărilor variabile;
- l_{0m}, l_0 – deschiderile de calcul, calculate conform relaţiilor (4.4), (4.5).

Dacă deschiderile plăcilor sunt inegale şi au diferenţe de 10%...40% iar încărcarea temporară nu depăşeşte o treime din încărcarea totală, momentele de calcul în secţiunile critice ale plăcilor se pot calcula după cum urmează:

- momentele din reazeme se calculează cu relaţiile (4.8) şi (4.9) considerând deschiderea de calcul ca fiind cea mai mare dintre cele două deschideri adiacente reazemului respectiv;
- momentele din câmpuri se calculează punând condiţia ca suma momentului în câmp cu semi-suma momentelor din reazeme să fie egală cu:

$$\frac{(g+p)\cdot l_0^2}{8} \tag{4.10}$$

dar respectând şi condiţia ca momentul din câmp să nu fie mai mic de:

$$\frac{(g+p)\cdot l_0^2}{24} \tag{4.11}$$

Dacă deschiderile plăcilor au diferenţe mai mari de 40% sau dacă deschiderile plăcilor au diferenţe mai mari de 10% iar încărcarea temporară depăşeşte 1/3 din încărcarea totală, plăcile nu se pot calcula utilizând o metodă de calcul simplificat şi vor trebui calculate manual sau cu un program de calcul, utilizând schema statică din fig. 4.5. Deoarece programele de calcul efectuează calculul în domeniul elastic, pentru calculul în domeniul postelastic al plăcilor armate pe o direcţie, se vor aplica prevederile capitolului 5 din STAS 10107/2-1992.

Se face observaţia că, plăcile curente nu au probleme de preluare a forţei tăietoare (aceasta fiind preluată fără probleme doar de secţiunea de beton), iar un calcul la acest efort nu este necesar în majoritatea cazurilor curente. Pentru situaţii speciale, calculul forţei tăietoare poate fi determinat fie simplificat, conform STAS 10107/2-192, fie cu ajutorul programelor de calcul.

4.1.5. Verificarea grosimii plăcii

Această verificare nu este necesară dacă grosimea plăcii s-a stabilit pe criterii constructive (grosime de placă minim impusă) la pct. 4.1.1. Practica a demonstrat că, în marea majoritate a cazurilor de plăci armate pe o direcţie, verificarea grosimii plăcii nu este necesară.

Verificarea se poate face totuşi în cazuri particulare de conformare geometrică sau, atunci când încărcările aplicate pe placă sunt foarte mari. Grosimea plăcii determinată cu aproximaţie la punctul 4.1.1 (în faza de predimensionare), trebuie verificată pe baza solicitărilor calculate la pct. 4.1.4. În acest sens, se va impune un procent optim de armare:

$$p_{opt} = 0{,}8\% \tag{4.12}$$

Apoi, se vor calcula:

$$\xi_{opt} = \frac{p_{opt} \cdot R_a}{100 \cdot R_c} \tag{4.13}$$

$$r = \frac{1}{\sqrt{\xi \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \xi)}} \tag{4.14}$$

unde:

- R_c – rezistenţa la compresiune a betonului;
- R_a – rezistenţa la întindere a armăturii.

În final, se va găsi grosimea minimă a plăcii h_{nec} cu relaţiile:

$$h_{0nec} = r \cdot \sqrt{\frac{M_1}{b \cdot R_c}} \tag{4.15}$$

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \tag{4.16}$$

$$h_{nec} = h_{0nec} + a \tag{4.17}$$

unde:

- M_1 – momentul de calcul în primul câmp determinat la pct. 4.1.4;
- b – lăţimea fâşiei de placă, cu valoarea de 1000 mm;
- a – distanţa de la centrul de greutate a armăturii la faţa inferioară a betonului;

- a_b – acoperirea cu beton a armăturii conform pct. 1.5;
- ϕ - diametrul armăturii, pentru plăci luându-se valoarea $\phi = 10$ mm;
- h_{nec} – grosimea necesară a plăcii.

Dacă între valoarea de la pct. 4.1.1 şi cea determinată cu relaţia (4.17) nu există diferenţe mai mari de 10 mm atunci se va păstra valoarea determinată la pct. 4.1.1. În cazul unor diferenţe mai mari, se va adopta drept grosime a plăcii noua valoare determinată cu ecuaţia (4.17) iar calculele se vor relua de la pct. 4.1.3.

4.1.6. Stabilirea cantităţilor teoretice de armătură

Calculul armăturilor plăcilor se face pentru o fâşie de 1,0 m urmând ca armarea să se repete din metru în metru până la acoperirea întregii deschideri a plăcii.

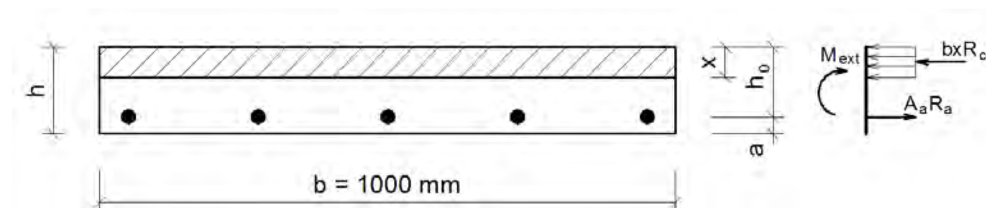


Fig. 4.6 – *Calculul armăturilor în secţiunile din câmp*

Necesarul de armătură pentru secţiunile din câmp se determină punând condiţia de echilibru între acţiunea exterioară şi reacţiuni, conform figurii 4.6. Cantităţile necesare de armătură în câmp se determină conform ecuaţiilor (4.18)...(4.21) pentru fiecare moment determinat la punctul 4.1.4.

$$h_0 = h - a \tag{4.18}$$

$$B = \frac{M_{ext}}{b \cdot h_0^2 \cdot R_c} \tag{4.19}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \tag{4.20}$$

$$A_a^{nec} = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_c}{R_a} \tag{4.21}$$

unde:

- h_0 – distanţa de la faţa superioară a betonului la centrul de greutate al armăturii;
- b – lăţimea fâşiei de placă, cu valoarea de 1000 mm;
- a – distanţa de la centrul de greutate a armăturii la faţa inferioară a betonului, determinată cu relaţia (4.16);
- ξ - înălţimea relativă a zonei comprimate, cu valoarea $\xi=x/h_0$;
- B - coeficient adimensional utilizat în calculul elementelor din beton cu valoarea $B=\xi\cdot(1-0,5\cdot\xi)$;
- A_a^{nec} – cantitatea necesară de armătură pentru preluarea solicitărilor exterioare.

În mod similar, se vor determina şi cantităţile necesare de armătură în reazeme, scriindu-se condiţiile de echilibru conform figurii 4.7. În final se vor utiliza practic aceleaşi relaţii (4.18)...(4.21) dar poziţionarea armăturilor în acest caz va fi conform figurii 4.7.

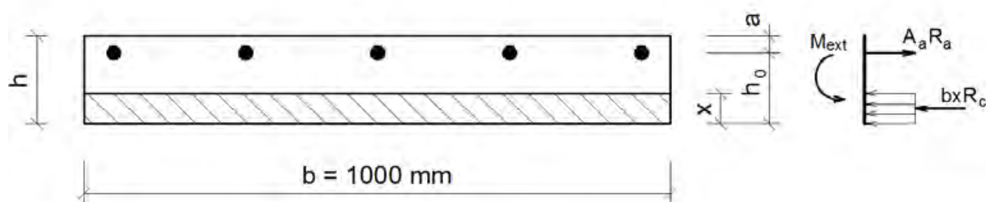


Fig. 4.7 – *Calculul armăturilor în secţiunile din reazem*

Cantităţile necesare de armătură vor sta la baza determinării diametrului şi a numărului efectiv de bare.

4.1.7. Elaborarea schiţei de armare

Schiţa de armare presupune stabilirea diametrelor şi a numărului de bare pentru o fâşie de 1,0 m şi precizarea modului de dispunere a acestora pe secţiune.

Pentru stabilirea efectivelor de armătură vor trebui respectate următoarele reguli de armare:

- numărul minim de bare pe metru: 5 bare pentru plăci cu grosimea de cel mult 300 mm, 4 bare pentru plăci cu grosimea cuprinsă între 300 şi 400 mm şi 3 bare pentru plăci cu grosimea mai mare de 400 mm;
- numărul maxim de bare pe metru: 12;
- diametrul minim al barelor în câmp (la partea inferioară): 6 mm;
- diametrul minim al barelor în reazem (la partea superioară): 6 mm pentru bare din oţel PC52 sau PC60 şi 8 mm pentru bare din oţel OB37;
- diametrul minim barelor în cazul în care se utilizează plase sudate este de 5 mm pentru plăci turnate monolit şi 4 mm pentru plăci prefabricate;
- se recomandă utilizarea barelor înclinate doar la plăci continue cu deschideri de peste 2,0 m; în acest caz, secţiunile de înclinare vor începe la 1/5 din lumina liberă a plăcii în deschiderea respectivă pentru preluarea de către barele înclinate a momentului încovoietor din reazem; unghiul de înclinare va fi de 45^0 şi se vor ridica aproximativ 50% din totalul numărului de bare;
- armăturile de la partea superioară pentru preluarea momentelor negative de pe reazeme se prelungesc de o parte şi de alta a reazemului cu 1/4 din deschiderea l_0 unde l_0 este_cea mai mare dintre cele două deschideri adiacente l_{01} şi l_{02};
- în zonele întinse din câmp şi de pe reazeme se prevede o armătură de repartiţie având secţiunea pe metru egală cu cel puţin 15% din secţiunea pe metru a armăturii de rezistenţă la planşeele obişnuite şi de cel puţin 25% la cele cu încărcări concentrate mari; se vor utiliza cel puţin 4 ϕ6 pe metru în cazul armării cu plase legate, respectiv cel puţin 5 ϕ5 pe metru la armăturile din plase sudate;
- pentru preluarea momentelor locale de încastrare de pe reazemele de continuitate de pe direcţia laturii mari, se prevăd călăreţi (bare individuale sau plase sudate) care să respecte prevederile minimale cerute pentru armăturile de rezistenţă; călăreţii de pe latura lungă se vor prelungi de o parte şi de alta a

reazemului cu aceeaşi lungime cu cea a călăreţilor de pe latura scurtă.

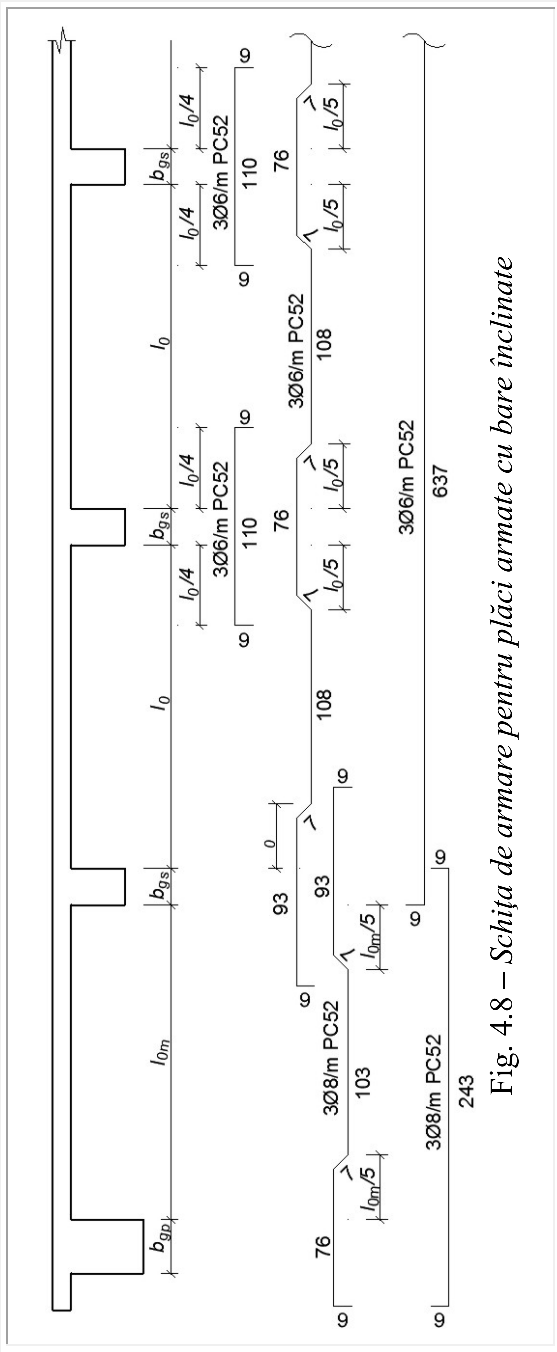


Fig. 4.8 – *Schiţa de armare pentru plăci armate cu bare înclinate*

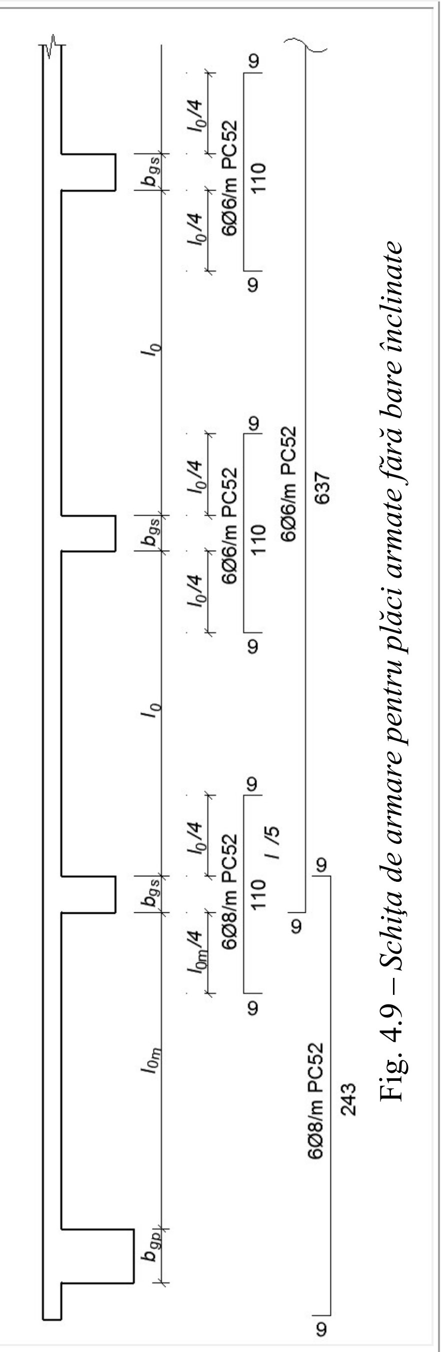


Fig. 4.9 – *Schiţa de armare pentru plăci armate fără bare înclinate*

Schiţa de armare poate fi realizată cu bare înclinate (ca în fig. 4.8) sau fără bare înclinate (ca în fig. 4.9). În cazul utilizării barelor înclinate, acestea vor contribui la preluare efectivă a momentelor din reazeme, reducându-se în mod corespunzător cantitatea de armătură din călăreţi.

4.2. Calculul plăcilor armate pe două direcţii

Proiectarea plăcilor armate pe două direcţie se face conform paşilor descrişi în fig. 1.1.

4.2.1. Predimensionare

Predimensionarea grosimii plăcii se face cu relaţia:

$$h = \frac{1}{35...45} \min\left(l_x, l_y\right) \geq h_{\min} \qquad (4.22)$$

unde l_x şi l_y sunt deschiderile pe cele două direcţii ale plăcii (fig. 4.10).

Se observă că, grosimea plăcii obţinută prin predimensionare trebuie să aibă cel puţin o valoare minimală, din considerente tehnologice. Grosimea minimă a plăcii din beton armat conform STAS 10107/0-90 este de 60 mm la plăcile monolite şi 30 mm la cele prefabricate în condiţiile în care acoperirea cu beton a armăturilor are valoarea minimă de 10 mm. Dacă acoperirea cu beton este mai mare de 10 mm va fi majorată automat şi grosimea minimă a plăcii.

Se recomandă ca, grosimea minimă a planşeelor monolite h_{min} să se considere:

- 60 mm la planşee de acoperiş;
- 70 mm la planşeele intermediare ale clădirilor civile, dacă din condiţia de izolare fonică nu rezultă valori mai mari;
- 80 mm la planşeele intermediare ale clădirilor industriale etajate (hale de producţie, depozite etc.);
- 100 mm la planşeele carosabile.

Grosimea finală a plăcii va fi multiplu de 10 mm.

4.2.2. Schema statică

Plăcile armate pe două direcţii au la bază un calcul similar cu al celor armate pe o direcţie, considerându-se o fâşie de placă de lungime unitară (uzual 1,0 m) pe fiecare din cele două direcţii de calcul (fig. 4.10). Forţele exterioare P vor fi preluate de cele fâşii ortogonale, practic încărcarea P divizându-se în P_x (încărcarea preluată de fâşia x) şi P_y (încărcarea preluată de fâşia y). Încărcarea exterioară P este cunoscută dar P_x şi P_y sunt necunoscute.

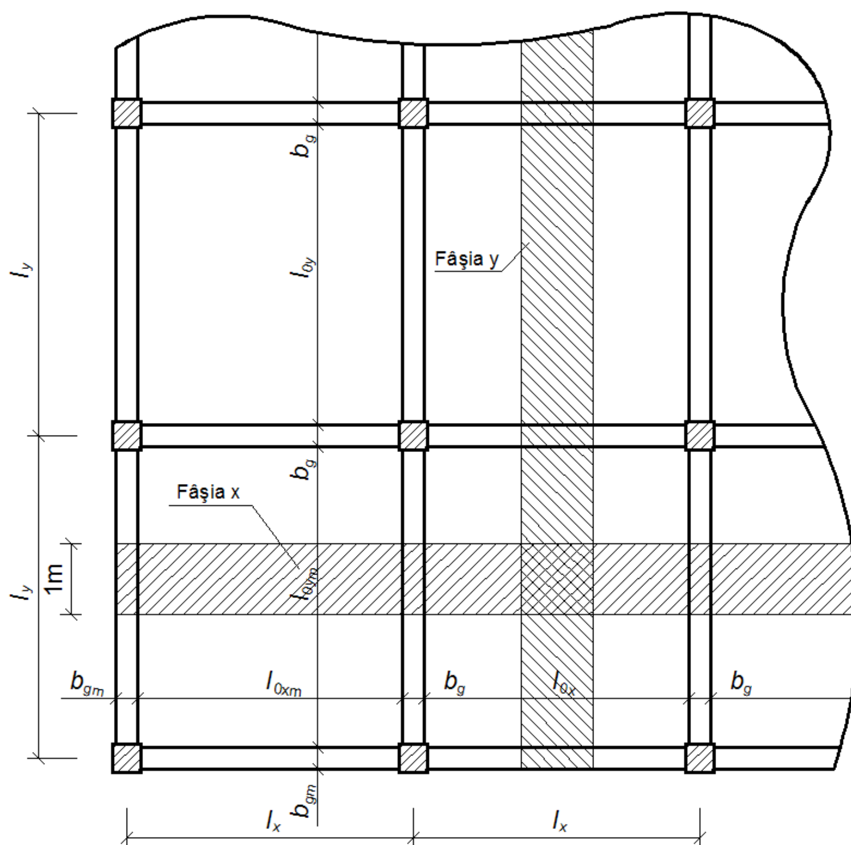


Fig. 4.10 – *Calculul plăcilor armate pe două direcţii*

Este evident faptul că adunând încărcările P_x şi P_y trebuie să se obțină încărcarea P. De asemenea, în punctul de intersecție, săgeţile celor două fâşii sunt egale. Se poate obţine astfel un sistem de două ecuații cu două necunoscute:

$$\begin{cases} P_x + P_y = P \\ w_x = w_y \end{cases} \qquad (4.23)$$

Prin rezolvarea sistemului de ecuaţii (4.23) se vor obţine încărcările P_x şi P_y necesare calculului pe cele două direcţii. În aceste condiţii, există două scheme statice pentru cele două fâşii ortogonale de placă fiind necesare două calcule statice pentru fiecare din cele două direcţii.

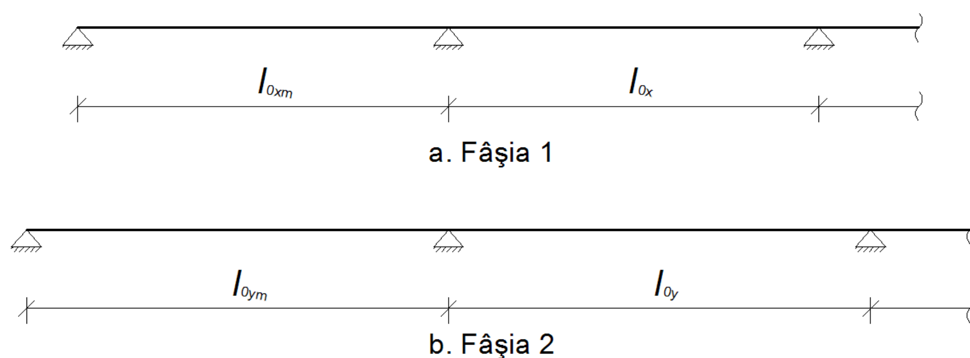


Fig. 4.11 – *Schema statică a plăcilor armate pe două direcţii*

În cadrul schemelor statice prezentate în figura 4.11 s-au considerat drept deschideri distanţele dintre feţele grinzilor şi nu distanţele interax aşa cum ar părea normal la prima vedere. Acest lucru se datorează faptului că, deoarece secţiunea grinzilor fiind mult mai mare decât cea a plăcii, eventualele cedări vor avea loc la faţa grinzii şi nu în axul grinzii.

Legăturile plăcii cu grinzile se vor considera articulate deoarece grinzile nu pot prelua în mod eficient torsiunea. În cazul deschiderii de calcul marginale, pentru elemente fără legătură monolită, s-a adăugat o jumătate din grosimea plăcii determinată la pct. 4.2.1 conform STAS 10107/1-90.

Deschiderile de calcul se vor calcula cu relaţiile:

- pentru reazeme alcătuite din grinzi, centuri sau stâlpi cu legătură monolită:

$$l_{0x} = l_x - b_g$$
$$l_{0y} = l_y - b_g$$
$$l_{0xm} = l_x - \frac{b_g}{2} - \frac{b_{gm}}{2} \qquad (4.24)$$
$$l_{0ym} = l_y - \frac{b_g}{2} - \frac{b_{gm}}{2}$$

- pentru reazeme alcătuite din grinzi, centuri sau zidării fără legătură monolită:

$$l_{0x} = l_x - b_g$$
$$l_{0y} = l_y - b_g$$
$$l_{0xm} = l_x - \frac{b_g}{2} - \frac{b_{gm}}{2} + \frac{h}{2} \qquad (4.25)$$
$$l_{0ym} = l_y - \frac{b_g}{2} - \frac{b_{gm}}{2} + \frac{h}{2}$$

unde lăţimile grinzilor intermediare b_g şi ale grinzii marginale b_{gm} se vor predimensiona conform punctului 1.2.

4.2.3. Stabilirea încărcărilor

Încărcările se împart în două mari categorii (fig. 4.12): încărcări permanente (a căror sumă este notată cu *g*) şi încărcări utile (a căror sumă este notată cu *p*). Toate încărcările vor fi încărcări de calcul (cu coeficienţi parţiali de siguranţă) şi se vor evalua pentru un m^2 de placă conform informaţiilor prezentate în cadrul capitolului 2. Deoarece fâşia considerată are lăţimea de 1 m, valoarea încărcărilor pe m^2 de placă va fi identică cu cea a încărcărilor pe metru liniar de fâşie.

Solicitările exterioare utile pot apărea în exploatarea curentă a plăcilor în deschideri diverse, putându-se elabora mai multe scheme de

încărcare. Deoarece în procesul de proiectare trebuie considerate cele mai dezavantajoase situaţii de solicitare, pentru calculul eforturilor în diverse secţiuni vor trebui adoptate diferite scheme de încărcare.

În urma analizelor efectuate în decursul timpului s-au stabilit cele mai dezavantajoase situaţii de încărcare pentru obţinerea unor eforturi maxime în câmp şi în reazem, aceste situaţii fiind prezentate în figura 4.12.

Astfel, pentru determinarea momentului maxim M_{max} într-un câmp, încărcarea permanentă va trebui considerată în toate deschiderile iar încărcarea utilă va trebui poziţionată în deschiderea respectivă precum şi în deschideri alternante (fig. 4.12.a).

Pentru determinarea momentului minim M_{min} într-un câmp, încărcarea permanentă va trebui considerată în toate deschiderile iar încărcarea utilă va trebui poziţionată în deschiderile adiacente celei considerate, precum şi în deschideri alternante (fig. 4.12.a).

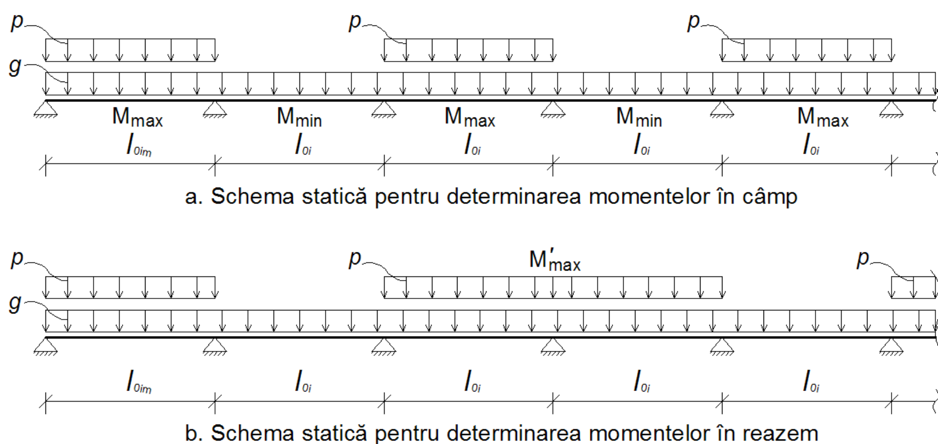


Fig. 4.12 – *Ipoteze de încărcare*

Pentru determinarea momentului maxim negativ M'_{max} într-un reazem, încărcarea permanentă va trebui considerată în toate deschiderile iar încărcarea utilă va trebui poziţionată în deschiderile adiacente reazemului considerat, precum şi în deschideri alternante (fig. 4.12.b).

Se face observaţia că indicele *i* din figura 4.12 ia valoarea x sau y, funcţie de fâşia care se calculează.

4.2.4. Calculul static

Efectuarea calculului static este condiţionată de cunoaşterea încărcărilor parţiale care revin fiecărei fâşii de placă. Acest lucru presupune rezolvarea sistemului de ecuaţii (4.23).

Deoarece în practica curentă rezolvarea sistemului de ecuaţii este greoaie, STAS 10107/2-92 stabileşte o metodă simplificată de calcul a plăcilor armate pe două direcţii, cu ajutorul unor coeficienţi de calcul α_i.

În continuare sunt prezentaţi coeficienţii α_i şi relaţiile de calcul ale momentelor încovoietoare şi ale săgeţilor pentru principalele situaţii de rezemare a plăcilor armate pe două direcţii. Se face precizarea că, în unele situaţii, momentele încovoietoare pe o direcţie în centrul plăcii sunt mai mici decât momentele încovoietoare maxime pe respectiva direcţie. În aceste situaţii sunt precizate două relaţii de calcul ale momentelor încovoietoare, corespunzătoare celor două valori distincte.

Se face observaţia că normativul NU oferă o denumire specifică diferitelor tipuri de plăci cu diferite rezemări. Pentru uşurinţă însă, autorul propune o numerotare a tipurilor de plăci, în ordinea în care sunt ele prezentate în STAS 10107/2-92.

Pentru extragerea coeficienţilor α_i din tabele este necesară cunoaşterea raportului dintre cele două deschideri:

$$\lambda = \frac{l_{0y}}{l_{0x}} \qquad (4.26)$$

De asemenea, este necesară cunoaşterea încărcării totale q ($q=g+p$) care acţionează pe fiecare metru pătrat de placă.

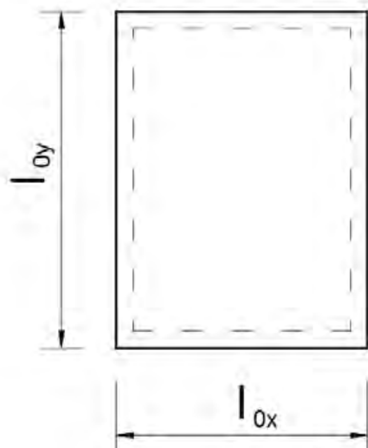
A. *Placa de tip 1 simplu rezemată pe toate laturile*

Valorile momentelor pentru placa de tip 1 se determină cu relaţiile:

- momentul în câmp în centru pe direcţia x

$$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y
  $M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$
- momentul în câmp maxim pe direcţia y
  $M_{y\max} = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0y}^2$
- săgeata în centrul plăcii
  $$w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0x}^4}{E \cdot h^3}$$



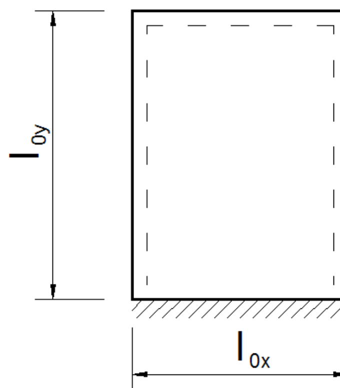
Valorile coeficienţilor α_i pentru placa de tip 1 sunt daţi în tabelul 4.2.

Tabelul 4.2 – *Valorile α_i pentru placa de tip 1*

λ	α_0	α_1	α_2	α_3
1,00	0,0487	0,0368	0,0368	0,0368
1,05	0,0536	0,0409	0,0330	0,0330
1,10	0,0584	0,0446	0,0296	0,0296
1,15	0,0631	0,0483	0,0266	0,0266
1,20	0,0678	0,0524	0,0239	0,0239
1,25	0,0728	0,0562	0,0215	0,0215
1,30	0,0767	0,0595	0,0192	0,0192
1,35	0,0809	0,0633	0,0172	0,0172
1,40	0,0850	0,0667	0,0154	0,0155
1,45	0,0890	0,0699	0,0138	0,0141
1,50	0,0927	0,0730	0,0124	0,0128
1,55	0,0963	0,0758	0,0111	0,0117
1,60	0,0997	0,0787	0,0101	0,0108
1,65	0,1029	0,0813	0,0090	0,0100
1,70	0,1060	0,0840	0,0081	0,0093
1,75	0,1093	0,0870	0,0073	0,0086
1,80	0,1113	0,0885	0,0066	0,0080
1,85	0,1145	0,0909	0,0059	0,0075

1,90	0,1169	0,0925	0,0054	0,0070
1,95	0,1195	0,0943	0,0048	0,0066
2.00	0,1215	0,0962	0,0043	0,0062

B. *Placa de tip 2 simplu rezemată pe trei laturi şi încastrată pe o latură*



Valorile momentelor pentru placa de tip 2 se determină cu relaţiile:

- momentul în câmp în centru pe direcţia x
  $$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$
- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y
  $$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$
- momentul în câmp maxim pe direcţia y
  $$M_{y\max} = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$
- momentul maxim negativ pe reazem pe direcţia y
  $$M_y^{'} = -\alpha_4 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$
- săgeata în centrul plăcii
  $$w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0x}^4}{E \cdot h^3}$$

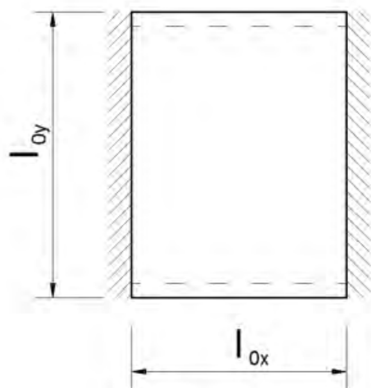
Valorile coeficienţilor α_i pentru placa de tip 2 sunt daţi în tabelul 4.3.

Tabelul 4.3 – *Valorile α_i pentru placa de tip 2*

λ	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4
0,50	0,0037	0,0042	0,0585	0,0585	0,1205
0,55	0,0052	0,0052	0,0565	0,0565	0,1196
0,60	0,0071	0,0063	0,0541	0,0541	0,1153
0,65	0,0092	0,0075	0,0513	0,0513	0,1121
0,70	0,0118	0,0090	0,0485	0,0485	0,1089

0,75	0,0147	0,0107	0,0457	0,0457	0,1053
0,80	0,0179	0,0127	0,0427	0,0427	0,1010
0,85	0,0215	0,0151	0,0398	0,0398	0,0967
0,90	0,0253	0,0178	0,0372	0,0372	0,0926
0,95	0,0292	0,0208	0,0344	0,0344	0,0887
1,00	0,0334	0,0243	0,0318	0,0340	0,0840
1,10	0,0422	0,0313	0,0270	0,0287	0,0758
1,20	0,0512	0,0386	0,0227	0,0240	0,0688
1,30	0,0602	0,0461	0,0191	0,0199	0,0616
1,40	0,0689	0,0532	0,0159	0,0166	0,0555
1,50	0,0773	0,0602	0,0131	0,0138	0,0499
1,60	0,0852	0,0667	0,0110	0,0116	0,0449
1,70	0,0926	0,0725	0,0091	0,0099	0,0407
1,80	0,0994	0,0781	0,0076	0,0085	0,0367
1,90	0,1056	0,0833	0,0063	0,0074	0,0334
2,00	0,1112	0,0877	0,0051	0,0064	0,0305

C. *Placa de tip 3 simplu rezemată pe două laturi paralele şi încastrată pe celelalte două laturi*



Valorile momentelor pentru placa de tip 3 se determină cu relaţiile:

- momentul în câmp în centru pe direcţia x

$$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y

$$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul în câmp maxim pe direcţia y

$$M_{y\max} = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul maxim negativ pe reazem pe direcţia x

$$M_x^{'} = -\alpha_4 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- săgeata în centrul plăcii

$$w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0x}^4}{E \cdot h^3}$$

Valorile coeficienţilor α_i pentru placa de tip 3 sunt daţi în tabelul 4.4.

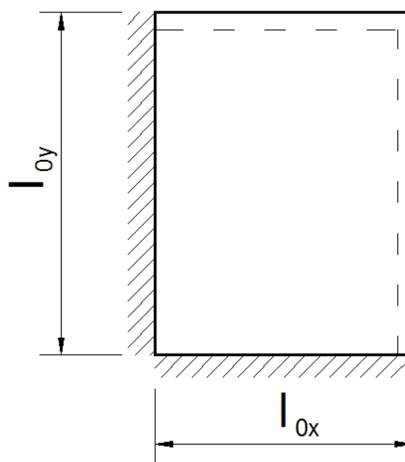
Tabelul 4.4 – *Valorile α_i pentru placa de tip 3*

λ	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4
0,50	0,0063	0,0059	0,0800	0,0800	0,0298
0,55	0,0082	0,0081	0,0699	0,0699	0,0349
0,60	0,0100	0,0105	0,0602	0,0602	0,0400
0,65	0,0120	0,0130	0,0518	0,0518	0,0452
0,70	0,0139	0,0155	0,0441	0,0441	0,0497
0,75	0,0157	0,0180	0,0375	0,0375	0,0541
0,80	0,0174	0,0204	0,0317	0,0317	0,0577
0,85	0,0190	0,0226	0,0267	0,0267	0,0618
0,90	0,0205	0,0248	0,0224	0,0224	0,0648
0,95	0,0218	0,0268	0,0193	0,0193	0,0674
1,00	0,0230	0,0285	0,0158	0,0162	0,0700
1,10	0,0251	0,0315	0,0112	0,0123	0,0741
1,20	0,0267	0,0340	0,0078	0,0097	0,0769
1,30	0,0280	0,0360	0,0056	0,0081	0,0794
1,40	0,0289	0,0376	0,0039	0,0068	0,0813
1,50	0,0297	0,0385	0,0027	0,0059	0,0820
1,60	0,0302	0,0397	0,0019	0,0051	0,0833
1,70	0,0307	0,0405	0,0013	0,0045	0,0833
1,80	0,0309	0,0410	0,0009	0,0040	0,0833
1,90	0,0311	0,0412	0,0006	0,0036	0,0833
2,00	0,0313	0,0415	0,0004	0,0032	0,0833

D. *Placa de tip 4 simplu rezemată pe 2 laturi adiacente şi încastrată pe celelalte două laturi*

Valorile momentelor pentru placa de tip 4 se determină cu relaţiile:

- momentul în câmp în centru pe direcţia x
  $M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$
- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y
  $M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$
- momentul în câmp maxim pe direcţia y
  $M_{y\max} = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0y}^2$
- momentul maxim negativ pe reazem pe direcţia x



$$M_x^{'} = -\alpha_4 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul maxim negativ pe reazem pe direcţia y

$$M_y^{'} = -\alpha_5 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- săgeata în centrul plăcii

$$w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0x}^4}{E \cdot h^3}$$

Valorile coeficienţilor α_i pentru placa de tip 4 sunt daţi în tabelul 4.5.

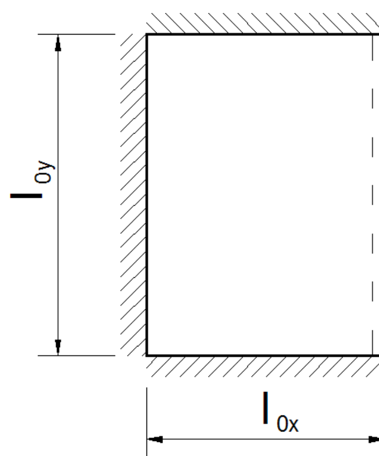
Tabelul 4.5 – *Valorile α_i pentru placa de tip 4*

λ	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
1,00	0,0252	0,0234	0,0234	0,0249	0,0699	0,0699
1,05	0,0281	0,0263	0,0209	0,0221	0,0752	0,0657
1,10	0,0302	0,0285	0,0187	0,0197	0,0787	0,0608
1,15	0,0329	0,0311	0,0166	0,0176	0,0833	0,0569
1,20	0,0348	0,0333	0,0147	0,0158	0,0870	0,0530
1,25	0,0369	0,0357	0,0130	0,0140	0,0901	0,0496
1,30	0,0389	0,0377	0,0115	0,0124	0,0935	0,0462
1,35	0,0403	0,0397	0,0102	0,0111	0,0971	0,0432
1,40	0,0425	0,0415	0,0090	0,0100	0,1000	0,0405
1,45	0,0443	0,0433	0,0079	0,0091	0,1020	0,0380

1,50	0,0459	0,0450	0,0069	0,0084	0,1042	0,0358
1,55	0,0472	0,0463	0,0061	0,0077	0,1064	0,0338
1,60	0,0484	0,0476	0,0054	0,0071	0,1087	0,0318
1,65	0,0496	0,0490	0,0047	0,0066	0,1099	0,0301
1,70	0,0508	0,0503	0,0041	0,0061	0,1124	0,0284
1,75	0,0519	0,0513	0,0036	0,0057	0,1136	0,0268
1,80	0,0529	0,0524	0,0032	0,0053	0,1149	0,0253
1,85	0,0538	0,0535	0,0028	0,0050	0,1163	0,0239
1,90	0,0547	0,0543	0,0025	0,0047	0,1176	0,0227
1,95	0,0554	0,0552	0,0022	0,0044	0,1190	0,0216
2,00	0,0562	0,0559	0,0019	0,0042	0,1190	0,0205

E. Placa de tip 5 simplu rezemată pe o latură şi încastrată pe celelalte trei laturi

Valorile momentelor pentru placa de tip 5 se determină cu relaţiile:



- momentul în câmp în centru pe direcţia x
  $$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$
- momentul în câmp în centru pe direcţia y
  $$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$
- momentul maxim negativ pe reazem pe direcţia x
  $$M_x' = -\alpha_3 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$
- momentul maxim negativ pe reazem pe direcţia y
  $$M_y' = -\alpha_4 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$
- săgeata în centrul plăcii
  $$w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0x}^4}{E \cdot h^3}$$

Valorile coeficienţilor α_i pentru placa de tip 5 sunt daţi în tabelul 4.6.

Tabelul 4.6 – *Valorile α_i pentru placa de tip 5*

λ	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4
0,50	0,0019	0,0026	0,0408	0,0143	0,0833
0,55	0,0028	0,0034	0,0400	0,0173	0,0829
0,60	0,0038	0,0044	0,0388	0,0206	0,0820
0,65	0,0051	0,0055	0,0369	0,0241	0,0806
0,70	0,0065	0,0067	0,0351	0,0280	0,0794
0,75	0,0082	0,0080	0,0330	0,0321	0,0769
0,80	0,0100	0,0095	0,0310	0,0366	0,0741
0,85	0,0121	0,0111	0,0289	0,0412	0,0714
0,90	0,0142	0,0132	0,0267	0,0458	0,0680
0,95	0,0165	0,0157	0,0248	0,0504	0,0654
1,00	0,0188	0,0168	0,0227	0,0546	0,0617
1,10	0,0236	0,0217	0,0189	0,0649	0,0558
1,20	0,0284	0,0267	0,0155	0,0741	0,0500
1,30	0,0329	0,0314	0,0126	0,0820	0,0445
1,40	0,0371	0,0357	0,0101	0,0893	0,0392
1,50	0,0409	0,0397	0,0081	0,0943	0,0350
1,60	0,0442	0,0429	0,0063	0,0990	0,0310
1,70	0,0471	0,0461	0,0049	0,1031	0,0277
1,80	0,0495	0,0488	0,0039	0,1064	0,0249
1,90	0,0518	0,0513	0,0031	0,1111	0,0225
2,00	0,0539	0,0535	0,0025	0,1136	0,0203

F. *Placa de tip 6 încastrată pe toate cele patru laturi*

Valorile momentelor pentru placa de tip 6 se determină cu relaţiile:

- momentul în câmp în centru pe direcţia x

$$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

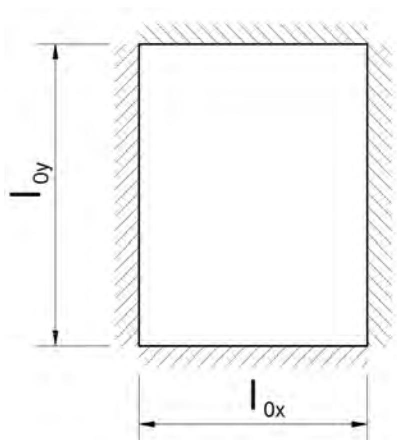
- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y

$$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul în câmp maxim pe direcţia y

$$M_{y\max} = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul maxim negativ pe reazem pe direcţia x
  $M_x^{'} = -\alpha_4 \cdot q \cdot l_{0x}^2$
- momentul maxim negativ pe reazem pe direcţia y
  $M_y^{'} = -\alpha_5 \cdot q \cdot l_{0y}^2$
- săgeata în centrul plăcii
  $w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0x}^4}{E \cdot h^3}$



Valorile coeficienţilor α_i pentru placa de tip 6 sunt daţi în tabelul 4.7.

Tabelul 4.7 – *Valorile α_i pentru placa de tip 6*

λ	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
1,00	0,0152	0,0176	0,0176	0,0176	0,0515	0,0515
1,05	0,0167	0,0198	0,0155	0,0156	0,0549	0,0482
1,10	0,0181	0,0217	0,0137	0,0137	0,0585	0,0449
1,15	0,0195	0,0236	0,0120	0,0121	0,0613	0,0418
1,20	0,0207	0,0254	0,0105	0,0106	0,0645	0,0388
1,25	0,0219	0,0270	0,0092	0,0092	0,0671	0,0362
1,30	0,0230	0,0287	0,0080	0,0080	0,0690	0,0336
1,35	0,0240	0,0300	0,0070	0,0070	0,0714	0,0314
1,40	0,0248	0,0313	0,0060	0,0061	0,0730	0,0292
1,45	0,0257	0,0327	0,0052	0,0053	0,0746	0,0272
1,50	0,0264	0,0338	0,0044	0,0048	0,0758	0,0254
1,55	0,0271	0,0347	0,0038	0,0043	0,0769	0,0238
1,60	0,0277	0,0356	0,0033	0,0040	0,0781	0,0223
1,65	0,0282	0,0364	0,0028	0,0037	0,0787	0,0210
1,70	0,0287	0,0372	0,0024	0,0034	0,0800	0,0198
1,75	0,0291	0,0379	0,0020	0,0032	0,0806	0,0187
1,80	0,0294	0,0385	0,0017	0,0030	0,0813	0,0176
1,85	0,0297	0,0389	0,0015	0,0028	0,0820	0,0167
1,90	0,0300	0,0394	0,0013	0,0026	0,0826	0,0158

1,95	0,0302	0,0397	0,0011	0,0025	0,0833	0,0150
2,00	0,0304	0,0400	0,0009	0,0024	0,0833	0,0143

G. Placa de tip 7 cu o latură liberă (nerezemată) şi celelalte trei laturi simplu rezemate

Valorile momentelor pentru placa de tip 7 se determină cu relaţiile:

- momentul în câmp în centru pe direcţia x

$$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y

$$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul în câmp maxim pe direcţia y la distanţa $a \cdot l_{0y}$ (măsurată din punctul A)

$$M_{y\max} = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul pozitiv în câmp în mijlocul laturii libere pe direcţia x

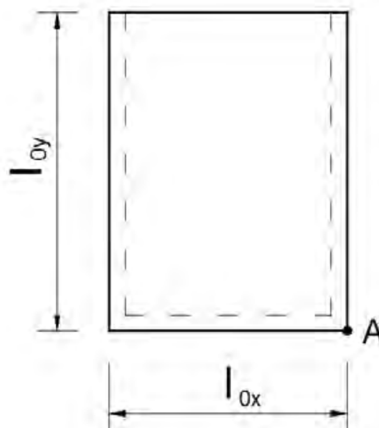
$$M_x^0 = \alpha_4 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- săgeata în centrul plăcii

$$w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0y}^4}{E \cdot h^3}$$

- săgeata la mijlocul laturii libere

$$w_0 = \alpha_0' \cdot \frac{q \cdot l_{0y}^4}{E \cdot h^3}$$



Valorile coeficienţilor α_i şi a pentru placa de tip 7 sunt daţi în tabelul 4.8.

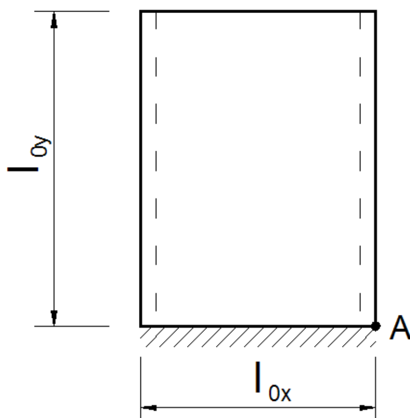
Tabelul 4.8 – *Valorile α_i pentru placa de tip 7*

λ	α_0	α'_0	α_1	α_2	α_3	a	α_4
0,30	6,8212	12,8613	0,0114	0,1121	0,1121	0,50	0,0218
0,40	1,0500	1,8656	0,0199	0,0951	0,0951	0,50	0,0363

0,50	0,6259	1,0560	0,0296	0,0770	0,0772	0,48	0,0511
0,60	0,3975	0,6416	0,0395	0,0606	0,0608	0,45	0,0651
0,70	0,2640	0,4092	0,0491	0,0470	0,0478	0,42	0,0773
0,80	0,1819	0,2701	0,0580	0,0363	0,0376	0,40	0,0874
0,90	0,1285	0,1834	0,0661	0,0280	0,0299	0,38	0,0957
1,00	0,0931	0,1290	0,0732	0,0217	0,0240	0,33	0,1024
1,10	0,0679	0,0922	0,0794	0,0168	0,0198	0,28	0,1076
1,20	0,0517	0,0675	0,0849	0,0132	0,0167	0,26	0,1116
1,30	0,0395	0,0503	0,0898	0,0104	0,0142	0,25	0,1147
1,40	0,0307	0,0381	0,0940	0,0082	0,0122	0,24	0,1172
1,50	0,0243	0,0294	0,0977	0,0065	0,0107	0,22	0,1190

H. *Placa de tip 8 cu o latură liberă (nerezemată), latura opusă laturii libere încastrată şi celelalte două laturi simplu rezemate*

Valorile momentelor pentru placa de tip 8 se determină cu relaţiile:



- momentul în câmp în centru pe direcţia x

$$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y

$$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul în câmp maxim pe direcţia y la distanţa $a \cdot l_{0y}$ (măsurată din punctul A)

$$M_{y\max} = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul pozitiv în câmp în mijlocul laturii libere pe direcţia x

$$M_x^0 = \alpha_4 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul maxim negativ pe reazem pe direcţia y

$$M_y^{'} = -\alpha_5 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- săgeata în centrul plăcii

$$w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0y}^4}{E \cdot h^3}$$

- săgeata la mijlocul laturii libere

$$w_0 = \alpha_0^{'} \cdot \frac{q \cdot l_{0y}^4}{E \cdot h^3}$$

Valorile coeficienţilor α_i şi a pentru placa de tip 8 sunt daţi în tabelul 4.9.

Tabelul 4.9 – *Valorile α_i pentru placa de tip 8*

λ	α_0	α'_0	α_1	α_2	α_3	a	α_4	α_5
0,30	1,4059	3,7491	0,0017	-0,0580	0,0280	0,7500	0,0050	0,4132
0,40	0,3187	0,7734	0,0050	-0,0229			0,0136	0,3509
0,50	0,2496	0,5587	0,0104	-0,0002			0,0256	0,2932
0,60	0,1877	0,4091	0,0175	0,0122			0,0396	0,2433
0,70	0,1427	0,2879	0,0259	0,0176			0,0537	0,2024
0,80	0,1107	0,2109	0,0344	0,0192	0,0184	0,6000	0,0659	0,1681
0,90	0,0852	0,1521	0,0428	0,0185			0,0782	0,1401
1,00	0,0659	0,1114	0,0508	0,0169			0,0880	0,1175
1,10	0,0519	0,0826	0,0585	0,0148			0,0960	0,0994
1,20	0,0409	0,0626	0,0655	0,0127			0,1024	0,0848
1,30	0,0323	0,0472	0,0719	0,0108	0,0076	0,4300	0,1075	0,0729
1,40	0,0259	0,0364	0,0747	0,0090			0,1115	0,0632
1,50	0,0210	0,0234	0,0828	0,0076			0,1146	0,0552

I. *Placa de tip 9 cu o latură liberă (nerezemată), latura adiacentă laturii libere încastrată şi celelalte două laturi simplu rezemate*

Valorile momentelor pentru placa de tip 9 se determină cu relaţiile:

- momentul în câmp în centru pe direcţia x

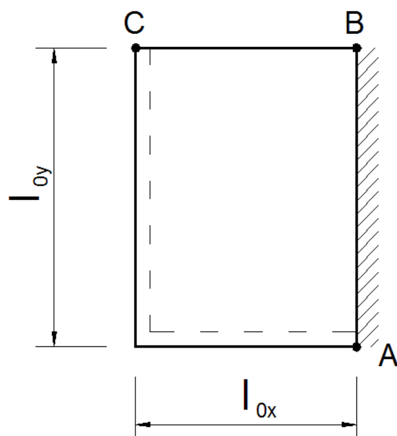
$$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y

$$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul în câmp maxim pe direcţia y la distanţa $b \cdot l_{0y}$ (măsurată din punctul A)

$$M_{y\max} = \alpha_5 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$



- momentul pozitiv în câmp în mijlocul laturii libere pe direcţia x

$$M_x^0 = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul pozitiv maxim în câmp pe latura liberă pe direcţia x la distanţa $a \cdot l_{0x}$ (măsurată din punctul C)

$$M_{x\max}^0 = \alpha_4 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul negativ pe reazem pe direcţia x la mijlocul laturii AB

$$M_x^{'} = -\alpha_6 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul negativ pe reazem pe direcţia x în punctul B

$$M_x^{'} = -\alpha_7 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

Valorile coeficienţilor α_i, *a, b* pentru placa de tip 9 sunt daţi în tabelul 4.10.

Tabelul 4.10 – *Valorile α_i pentru placa de tip 9*

λ	α_1	α_2	α_3	α_4	*a*	α_5	*b*	α_6	α_7
0,30	0,0110	0,0992	0,0204	0,0218	0,4800	0,0995	0,4800	0,0390	0,0882
0,40	0,0177	0,0771	0,0311	0,0328	0,4400	0,0772	0,4600	0,0521	0,1046
0,50	0,0243	0,0577	0,0404	0,0423	0,4200	0,0586	0,4400	0,0646	0,1147
0,60	0,0302	0,0426	0,0475	0,0498	0,4100	0,0442	0,4000	0,0755	0,1208
0,70	0,0354	0,0313	0,0527	0,0560	0,4000	0,0337	0,3700	0,0846	0,1244
0,80	0,0398	0,0230	0,0562	0,0610	0,3900	0,0260	0,3200	0,0924	0,1260
0,90	0,0435	0,0169	0,0586	0,0643	0,3800	0,0206	0,2800	0,0985	0,1266
1,00	0,0467	0,0125	0,0602	0,0669	0,3800	0,0167	0,2600	0,1037	0,1267
1,10	0,0493	0,0093	0,0612	0,0678	0,3800	0,0138	0,2400	0,1078	0,1266
1,20	0,0516	0,0070	0,0618	0,0688	0,3800	0,0116	0,2200	0,1112	0,1263
1,30	0,0535	0,0052	0,0622	0,0695	0,3800	0,0099	0,1900	0,1140	0,1260

1,40	0,0551	0,0039	0,0624	0,0698	0,3800	0,0085	0,1700	0,1161	0,1258
1,50	0,0564	0,0030	0,0625	0,0699	0,3800	0,0074	0,1500	0,1179	0,1256

J. *Placa de tip 10 cu o latură liberă (nerezematǎ), latura opusă laturii libere simplu rezematǎ şi celelalte două laturi încastrate*

Valorile momentelor pentru placa de tip 10 se determină cu relaţiile:

- momentul în câmp în centru pe direcţia x

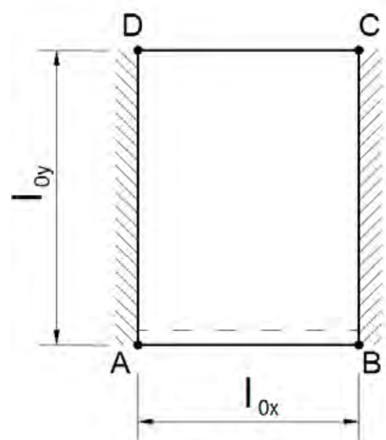
$$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y

$$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul în câmp maxim pe direcţia y la distanţa $a \cdot l_{0y}$ (măsurată din punctul B)

$$M_{y\max} = \alpha_4 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$



- momentul pozitiv în câmp în mijlocul laturii libere pe direcţia x

$$M_x^0 = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul negativ pe reazem pe direcţia x la mijlocul laturilor încastrate AD şi BC

$$M_x^{'} = -\alpha_5 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul negativ pe reazem pe direcţia x în punctele C şi D

$$M_x^{'} = -\alpha_6 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- săgeata în centrul plăcii

$$w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0y}^4}{E \cdot h^3}$$

- săgeata la mijlocul laturii libere

$$w_0 = \alpha_0^{'} \cdot \frac{q \cdot l_{0y}^4}{E \cdot h^3}$$

Valorile coeficienţilor α_i şi a pentru placa de tip 10 sunt daţi în tabelul 4.11.

Tabelul 4.11 – *Valorile α_i pentru placa de tip 10*

λ	α_0	α'_0	α_1	α_2	α_3	α_4	a	α_5	α_6
0,30	3,8532	7,0815	0,0106	0,0893	0,0193	0,0900	0,4800	0,0342	0,0750
0,40	0,5250	0,8484	0,0162	0,0643	0,0276	0,0650	0,4500	0,0451	0,0847
0,50	0,2707	0,4032	0,0210	0,0452	0,0337	0,0466	0,4200	0,0538	0,0883
0,60	0,1544	0,2126	0,0251	0,0317	0,0376	0,0344	0,3700	0,0608	0,0891
0,70	0,0933	0,1187	0,0284	0,0222	0,0399	0,0259	0,3200	0,0663	0,0886
0,80	0,0601	0,0712	0,0311	0,0156	0,0412	0,0202	0,2900	0,0706	0,0877
0,90	0,0398	0,0450	0,0334	0,0110	0,0419	0,0162	0,2500	0,0740	0,0866
1,00	0,0275	0,0298	0,0352	0,0078	0,0421	0,0131	0,2300	0,0767	0,0857
1,10	0,0193	0,0205	0,0367	0,0055	0,0421	0,0108	0,2100	0,0786	0,0849
1,20	0,0139	0,0146	0,0379	0,0039	0,0421	0,0090	0,2000	0,0801	0,0844
1,30	0,0103	0,0106	0,0389	0,0028	0,0420	0,0076	0,1800	0,0812	0,0840
1,40	0,0078	0,0079	0,0396	0,0019	0,0419	0,0066	0,1700	0,0820	0,0837
1,50	0,0060	0,0080	0,0402	0,0014	0,0419	0,0057	0,1500	0,0826	0,0835

K. Placa de tip 11 cu o latură liberă (nerezematǎ), latura adiacentă laturii libere simplu rezemată şi celelalte două laturi încastrate

Valorile momentelor pentru placa de tip 11 se determină cu relaţiile:

- momentul în câmp în centru pe direcţia x

$$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

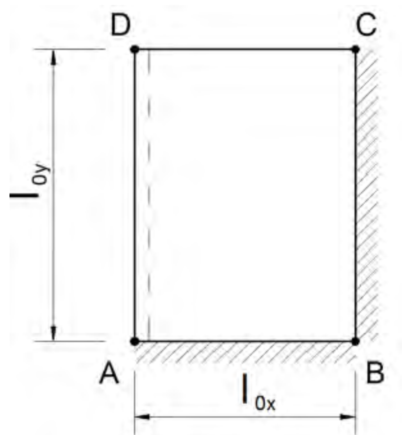
- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y

$$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul în câmp maxim pe direcţia y la distanţa $b \cdot l_{0y}$ (măsurată din punctul A)

$$M_{y\max} = \alpha_5 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul pozitiv în câmp în mijlocul laturii libere pe direcţia x



$$M_x^0 = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul pozitiv maxim în câmp pe latura liberă pe direcţia x la distanţa $a \cdot l_{0x}$ (măsurată din punctul D)

$$M^{0}_{x\max} = \alpha_4 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul negativ pe reazem pe direcţia x la mijlocul laturii BC

$$M^{'}_{x} = -\alpha_6 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul negativ pe reazem pe direcţia x în punctul C

$$M^{'}_{x} = -\alpha_7 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul negativ pe reazem pe direcţia y la mijlocul laturii AB

$$M^{'}_{y} = -\alpha_8 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

- momentul negativ maxim în reazem pe direcţia y pe latura AB

$$M^{'}_{y\max} = -\alpha_9 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

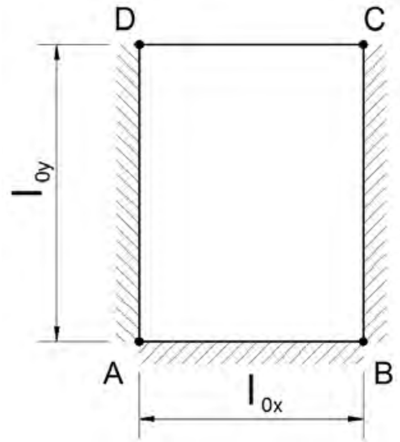
Valorile coeficienţilor α_i, *a, b* pentru placa de tip 11 sunt daţi în tab. 4.12.

Tabelul 4.12 – *Valorile α_i pentru placa de tip 11*

λ	α_1	α_2	α_3	α_4	*a*	α_5	*b*	α_6	α_7	α_8	α_9
0,30	0,002	-0,0487	0,0056	0,0069	0,22	0,013	0,8	0,0132	0,0409	0,3906	0,3906
0,40	0,0056	-0,0137	0,0141	0,0147	0,34	0,023	0,78	0,0227	0,0640	0,3125	0,3165
0,50	0,0107	0,0059	0,0244	0,0255	0,38	0,026	0,74	0,0337	0,0845	0,2433	0,2488
0,60	0,0164	0,0145	0,0342	0,0367	0,38	0,025	0,70	0,0453	0,1000	0,1894	0,1946
0,70	0,0222	0,0170	0,0425	0,0461	0,38	0,023	0,66	0,0566	0,1106	0,1484	0,1531
0,80	0,0275	0,0163	0,049	0,0532	0,38	0,0185	0,60	0,0672	0,1174	0,1179	0,1220
0,90	0,0325	0,0144	0,0537	0,0592	0,38	0,0148	0,58	0,0764	0,1216	0,095	0,0982
1,00	0,0369	0,0121	0,0571	0,0630	0,38	0,0125	0,52	0,0845	0,1241	0,0778	0,0805
1,10	0,0408	0,0100	0,0594	0,0651	0,38	0,0100	0,49	0,0915	0,1253	0,0646	0,0668
1,20	0,0442	0,0081	0,0609	0,0677	0,38	0,0083	0,45	0,0974	0,1259	0,0545	0,0563
1,30	0,0472	0,0065	0,0620	0,0693	0,38	0,0071	0,41	0,1023	0,1261	0,0465	0,0480
1,40	0,0498	0,0051	0,0627	0,0706	0,38	0,006	0,40	0,1065	0,1262	0,0401	0,0414
1,50	0,052	0,0041	0,0630	0,0720	0,38	0,005	0,40	0,1100	0,1261	0,035	0,0361

L. Placa de tip 12 cu o latură liberă (nerezemată) şi celelalte trei laturi încastrate

Valorile momentelor pentru placa de tip 12 se determină cu relaţiile:



- momentul în câmp în centru pe direcţia x
  $$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$
- momentul în câmp în centrul plăcii pe direcţia y
  $$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$
- momentul în câmp maxim pe direcţia y la distanţa $a \cdot l_{0y}$ (măsurată din punctul A)
  $$M_{y\max} = \alpha_4 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$
- momentul pozitiv în câmp în mijlocul laturii libere pe direcţia x
  $$M_x^0 = \alpha_3 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$
- momentul negativ pe reazem pe direcţia x la mijlocul laturilor AD şi BC
  $$M_x^{'} = -\alpha_5 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$
- momentul negativ pe reazem pe direcţia x în punctele C şi D
  $$M_x^{'} = -\alpha_6 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$
- momentul negativ pe reazem pe direcţia y la mijlocul laturii AB
  $$M_y^{'} = -\alpha_7 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$
- săgeata în centrul plăcii
  $$w = \alpha_0 \cdot \frac{q \cdot l_{0y}^4}{E \cdot h^3}$$
- săgeata la mijlocul laturii libere
  $$w_0 = \alpha_0^{'} \cdot \frac{q \cdot l_{0y}^4}{E \cdot h^3}$$

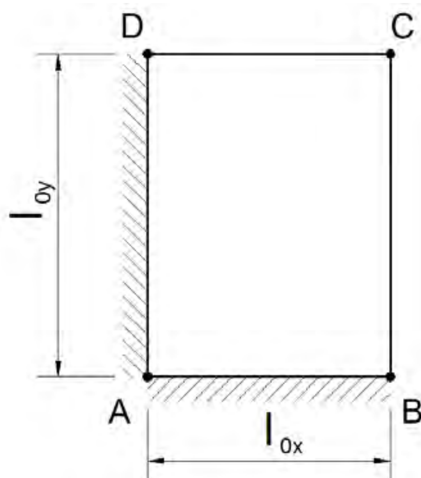
Valorile coeficienţilor α_i şi a pentru placa de tip 12 sunt daţi în tabelul 4.13.

Tabelul 4.13 – *Valorile α_i pentru placa de tip 12*

λ	α_0	α'_0	α_1	α_2	α_3	α_4	a	α_5	α_6	α_7
0,30	1,0935	3,6449	0,0024	-0,0375	0,0065	0,0160	0,8000	0,0131	0,0396	0,3690
0,40	0,2156	0,6656	0,0063	-0,0037	0,0150	0,0231	0,7500	0,0220	0,0590	0,2770
0,50	0,1421	0,3418	0,0110	0,0114	0,0235	0,0240	0,7000	0,0317	0,0729	0,2028
0,60	0,0964	0,1895	0,0155	0,0160	0,0303	0,0208	0,6500	0,0410	0,0809	0,1502
0,70	0,0654	0,1138	0,0197	0,0157	0,0352	0,0171	0,6000	0,0491	0,0849	0,1135
0,80	0,0445	0,0721	0,0233	0,0135	0,0383	0,0137	0,5500	0,0561	0,0864	0,0882
0,90	0,0313	0,0468	0,0264	0,0112	0,0401	0,0112	0,5000	0,0619	0,0866	0,0700
1,00	0,0226	0,0310	0,0292	0,0039	0,0412	0,0092	0,4500	0,0668	0,0863	0,0569
1,10	0,0165	0,0211	0,0315	0,0069	0,0417	0,0076	0,4000	0,0707	0,0858	0,0470
1,20	0,0124	0,0150	0,0335	0,0053	0,0419	0,0064	0,3500	0,0733	0,0852	0,0396
1,30	0,0093	0,0109	0,0352	0,0040	0,0420	0,0054	0,3200	0,0734	0,0848	0,0337
1,40	0,0071	0,0810	0,0366	0,0030	0,0420	0,0047	0,3000	0,0783	0,0844	0,0291
1,50	0,0055	0,0061	0,0377	0,0022	0,0419	0,0041	0,2800	0,0800	0,0842	0,0253

M. *Placa de tip 13 cu 2 laturi adiacente încastrate şi celelalte două laturi libere*

Valorile momentelor pentru placa de tip 13 se determină cu relaţiile:



- momentul în câmp maxim pe direcţia x în lungul laturii CD
  $$M_x = \alpha_1 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$
- momentul în câmp maxim pe direcţia y în lungul laturii BC
  $$M_y = \alpha_2 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$
- momentul negativ maxim în reazem pe direcţia x în punctul D
  $$M_x^{'} = -\alpha_3 \cdot q \cdot l_{0x}^2$$

- momentul negativ maxim în reazem pe direcţia y în punctul B

$$M'_y = -\alpha_4 \cdot q \cdot l_{0y}^2$$

Valorile coeficienţilor α_i pentru placa de tip 13 sunt daţi în tabelul 4.14.

Tabelul 4.14 – *Valorile α_i pentru placa de tip 13*

λ	α_1	α_2	α_3	α_4
1,00	0,0296	0,0296	0,2660	0,2660
1,20	0,0348	0,0320	0,3236	0,2163
1,40	0,0319	0,0266	0,3683	0,1763
1,60	0,0266	0,0219	0,4016	0,1440
1,80	0,0203	0,0177	0,4260	0,1193
2,00	0,0139	0,0142	0,4438	0,0994

Pentru valori intermediare ale lui λ, coeficienţii α_i se vor obţine prin interpolare.

O problemă deosebită apare la stabilirea tipurilor de rezemări pentru fiecare ochi de placă. Schema statică a fiecărei fâşii este cea de grindă continuă în timp ce tipurile de plăci definite mai sus au atât legături de tip reazem simplu, cât şi legături încastrate.

În consecinţă trebuie să se stabilească care legături de pe schema statică pot fi asociate reazemului simplu şi care pot fi asociate cu o încastrare.

Pentru aceasta se va considera schema statică a unei fâşii având încărcările utile dispuse pentru a determina momentul maxim în câmp (fig. 4.13.a).

Deoarece încărcarea în câmpurile adiacente reazemului este diferită, va exista o rotire parţială a grinzilor iar legăturile dintre placă şi grinzi nu pot fi considerate nici încastrări (deoarece există o rotire diferită de 0) şi nici articulaţii (deoarece rotirea nu este liberă ci limitată, funcţie de diferenţele dintre încărcările permanente *g* şi cele utile *p* şi de capacitatea grinzii de a prelua torsiunea).

Pentru a putea stabili modul de rezemare se recurge la un artificiu, apelând la principiul suprapunerii efectelor. Astfel, schema statică iniţială din figura 4.13.a se va descompune în două sub-scheme statice, prezentate în figura 4.13.b şi 4.13.c.

În mod evident se poate constata faptul că, adunând sub-schemele statice din fig. 4.13.b. şi 4.13.c. se va obţine schema statică iniţială.

Prima sub-schemă statică (fig. 4.13.b) este încărcată continuu cu toată încărcarea permanentă şi jumătate din încărcarea utilă. Deoarece există aceeaşi încărcare de ambele părţi ale reazemelor intermediare, practic, datorită unui echilibru perfect, nu există nici un fel rotire a reazemului. În aceste condiţii, deoarece nu există nici translaţii şi nici rotiri, reazemele intermediare pot fi considerate încastrări.

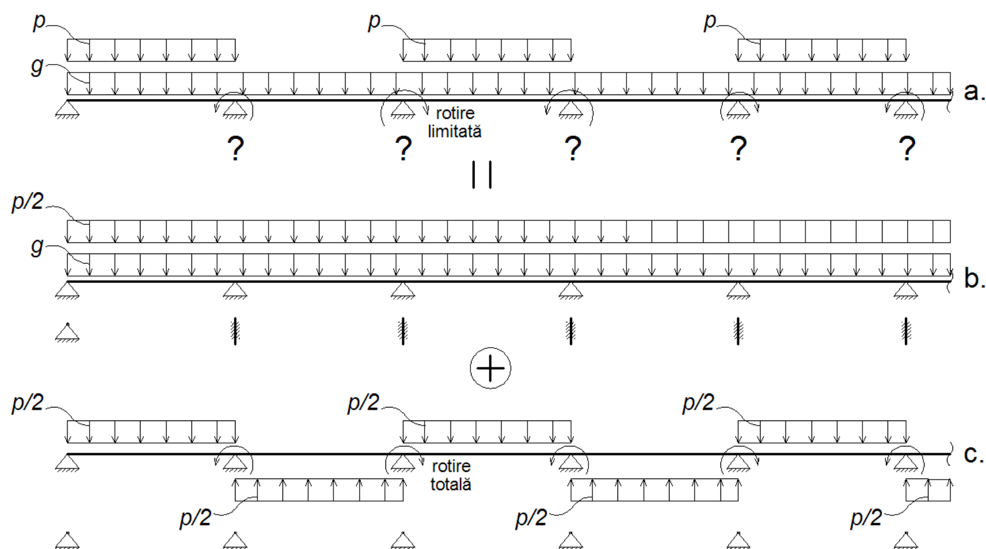


Fig. 4.13 – *Stabilirea rezemărilor plăcii pentru calculul momentelor maxime în câmp – plăci fără laturi libere*

Rezultă faptul că, pentru stabilirea tipului fiecărui ochi de placă din fiecare deschidere a sub-schemei ***b***, toate reazemele marginale vor fi considerate simplu rezemate (sau laturi libere, fără rezemare, acolo unde este cazul) iar toate reazemele intermediare vor fi considerate încastrări.

A doua sub-schemă statică (fig. 4.13.c) este încărcată cu jumătate din încărcarea utilă dar semnul acesteia se schimbă în fiecare deschidere. Astfel, încărcările din două deschideri adiacente unui reazem intermediar

acţionează ca un cuplu de forţe producând cu certitudine o rotire a reazemului. În aceste condiţii, deoarece există un cuplu de forţe aferent fiecărui reazem intermediar ce va produce cu siguranţă rotirea reazemului, toate legăturile intermediare pot fi considerate articulaţii.

În concluzie, pentru stabilirea tipului fiecărui ochi de placă din fiecare deschidere a sub-schemei ***c***, toate reazemele marginale vor fi considerate simplu rezemate (sau laturi libere, fără rezemare, acolo unde este cazul) iar toate reazemele intermediare vor fi considerate simplu rezemate. În aceste condiţii, singurele tipuri de plăci utilizate în sub-schema ***c*** vor fi 1 şi 7.

În final, pentru obţinerea momentelor maxime în câmp pentru o anumită deschidere a plăcii, având încărcarea permanentă *g* şi încărcarea utilă *p*, se va obţine prin sumarea momentele din sub-schema ***b*** obţinute pentru încărcarea $g+p/2$ cu momentele din sub-schema ***c*** obţinute pentru încărcarea $p/2$.

În cazul în care există plăci cu laturi libere, raţionamentul este similar dar la capete nu se vor mai considera legături de tip reazem simplu ci laturi libere (fără rezemare) aşa cum se poate observa în figura 4.14.

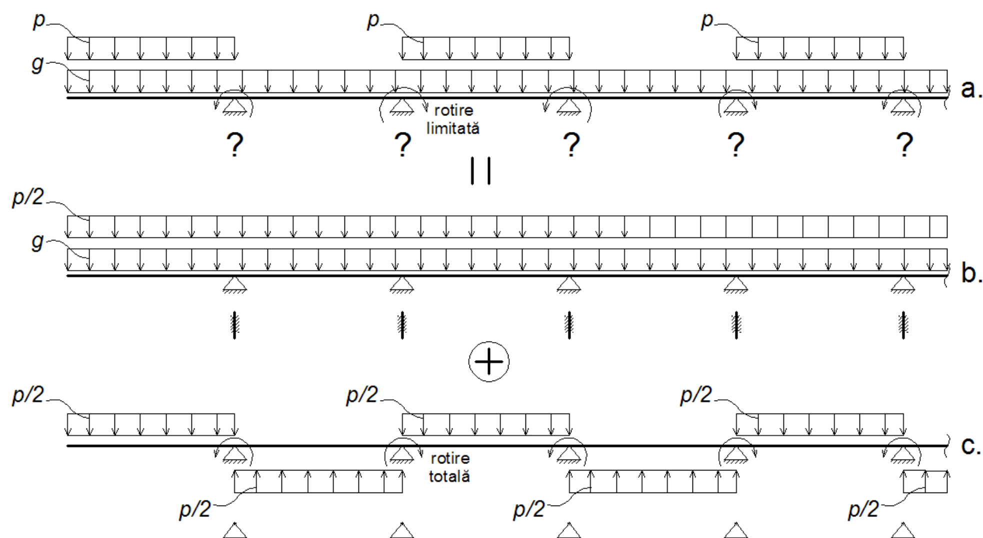


Fig. 4.14 – *Stabilirea rezemărilor plăcii pentru calculul momentelor maxime în câmp – plăci marginale cu laturi libere*

Pentru calculul momentelor maximale în reazem, încărcarea în câmpurile adiacente reazemului este aceeaşi (fig. 4.15), echilibrul perfect conducând la lipsa rotirii în reazemul calculat.

Dacă se analizează prima schemă statică din fig. 4.15, s-ar putea deduce faptul că nu toate reazemele intermediare pot fi considerate ca având legături încastrate.

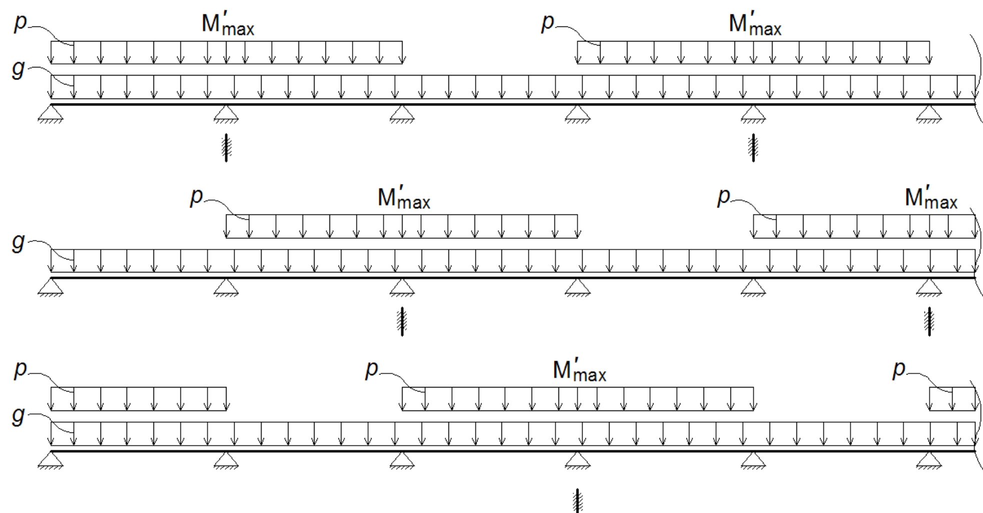


Fig. 4.15 – *Stabilirea rezemărilor plăcii pentru calculul momentelor maxime în reazem*

Dacă însă se defineşte câte o schemă statică corespunzătoare fiecărui reazem unde se doreşte calcularea momentului maxim se poate observa că fiecare reazem unde este evaluat momentul maxim ajunge să aibă o legătură de tip încastrare. Această ipoteză este acceptată de către STAS 10107/2-92 chiar dacă aceasta nu emulează fidel situaţia reală. Din analizele efectuate s-a constatat faptul că diferenţele obţinute prin metoda exactă (similară celei utilizate la calculul momentelor în câmp) şi cea aproximativă (considerând toate reazemele ca fiind încastrate) sunt foarte mici (spre deosebire de secţiunile din câmp unde diferenţele erau semnificative).

În aceste condiţii, pentru stabilirea tipului fiecărui ochi de placă din fiecare deschidere la calculul momentelor din reazem, toate reazemele marginale vor fi considerate simplu rezemate (sau laturi libere, fără

rezemare, acolo unde este cazul) iar toate reazemele intermediare vor fi considerate încastrări.

După stabilirea tipurilor de plăci aferente reazemelor, momentele maxime în reazem vor fi determinate pentru încărcarea totală *g+p*.

În final, pentru fiecare ochi de placă se vor obţine toate momentele în câmp şi în reazem aferente.

Ca şi în cazul plăcilor armate pe o direcţie şi în acest caz plăcile curente nu au probleme de preluare a forţei tăietoare (aceasta fiind preluată fără probleme doar de secţiunea de beton), iar un calcul la acest efort nu este necesar în majoritatea cazurilor curente. Pentru situaţii speciale, calculul forţei tăietoare poate fi determinat fie simplificat, conform STAS 10107/2-92, fie cu ajutorul programelor de calcul.

4.2.5. Verificarea grosimii plăcii

Această verificare nu este necesară dacă grosimea plăcii s-a stabilit pe criterii constructive (grosime de placă minim impusă) la pct. 4.2.1. Practica a demonstrat că, în marea majoritate a cazurilor de plăci armate pe două direcţii, verificarea grosimii plăcii este necesară.

Grosimea plăcii determinată cu aproximaţie la punctul 4.2.1 (în faza de predimensionare), trebuie verificată pe baza solicitărilor calculate la pct. 4.2.4. În acest sens, se va impune un procent optim de armare:

$$p_{optim}^{reazem} = 0{,}8....1{,}0\% \qquad (4.27)$$

Apoi, se vor calcula:

$$\xi_{opt} = \frac{p_{opt} \cdot R_a}{100 \cdot R_c} \qquad (4.28)$$

$$r = \frac{1}{\sqrt{\xi \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \xi)}} \qquad (4.29)$$

unde:

- R_c – rezistenţa la compresiune a betonului;
- R_a – rezistenţa la întindere a armăturii.

În final, se va găsi grosimea minimă a plăcii h_{nec} cu relaţiile:

$$h_{0nec} = r \cdot \sqrt{\frac{M_{\max}^{reazem}}{b \cdot R_c}} \quad (4.30)$$

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \quad (4.31)$$

$$h_{nec} = h_{0nec} + a \quad (4.32)$$

unde:

- $M_{\max}^{reazem}$ – momentul maxim de calcul în reazem, pe toate ochiurile plăcii, determinat la pct. 4.2.4;
- b – lăţimea fâşiei de placă, cu valoarea de 1000 mm;
- a – distanţa de la centrul de greutate a armăturii la faţa inferioară a betonului;
- a_b – acoperirea cu beton a armăturii conform pct. 1.5;
- ϕ - diametrul armăturii, pentru plăci luându-se valoarea aproximativă ϕ = 10 mm;
- h_{nec} – grosimea necesară a plăcii.

Dacă între valoarea de la pct. 4.2.1 şi cea determinată cu relaţia (4.32) nu există diferenţe mai mari de 10 mm atunci se va păstra valoarea determinată la pct. 4.2.1. În cazul unor diferenţe mai mari, se va adopta drept grosime a plăcii noua valoare determinată cu ecuaţia (4.32) iar calculele se vor relua de la pct. 4.2.3.

O a doua verificare a se face pentru secţiunile din câmp, impunându-se un procent optim de armare în câmp:

$$p_{optim}^{câmp} = 0,4....0,5\% \quad (4.33)$$

Utilizând relaţiile 4.28...4.32 se va determina o nouă grosime a plăcii, cu menţiunea că, în loc de $M_{\max}^{reazem}$, în relaţia (4.30) se va utiliza momentul maxim în câmp, determinat la punctul 4.2.4 ($M_{\max}^{câmp}$).

Şi în acest caz se va compara grosimea stabilită la punctul 4.2.1 cu cea calculată pentru momentul maxim în câmp şi se va păstra valoarea grosimii plăcii determinată la punctul 4.2.1 nu există diferenţe mai mari de 10 mm, sau se va adopta noua valoare determinată prin calcul.

4.2.6. Stabilirea cantităţilor teoretice de armătură

Calculul armăturilor plăcilor se face pentru o fâşie de 1,0 m urmând ca armarea să se repete din metru în metru până la acoperirea întregii deschideri a plăcii.

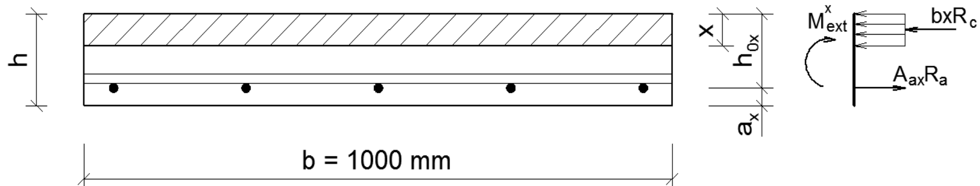


Fig. 4.16 – *Calculul armăturilor în câmp pentru fâșia x*

Necesarul de armătură pentru secţiunile din câmp ale fâșiei x se determină punând condiţia de echilibru între acţiunea exterioară şi reacţiuni, conform figurii 4.16. Cantităţile necesare de armătură în câmp se determină conform ecuaţiilor (4.34)...(4.38) pentru fiecare moment determinat la punctul 4.2.4.

$$a_x = a_b + \frac{\phi}{2} \tag{4.34}$$

$$h_{0x} = h - a_x \tag{4.35}$$

$$B = \frac{M^x_{ext}}{b \cdot h^2_{0x} \cdot R_c} \tag{4.36}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \tag{4.37}$$

$$A^{nec}_{ax} = \xi \cdot b \cdot h_{0x} \cdot \frac{R_c}{R_a} \tag{4.38}$$

unde:

- h_{0x} – distanţa de la faţa superioară a betonului la centrul de greutate al armăturii pe direcția x;
- b – lăţimea fâşiei de placă, cu valoarea de 1000 mm;
- a_x – distanţa de la centrul de greutate a armăturii de pe direcția x la faţa inferioară a betonului;
- ξ – înălţimea relativă a zonei comprimate, cu valoarea $\xi = x/h_0$;

- B – coeficient adimensional cu valoarea $B=\xi\cdot(1-0,5\cdot\xi)$;
- A_{ax}^{nec} – cantitatea necesară de armătură pe direcţia x.

Necesarul de armătură pentru secţiunile din câmp ale fâşiei x se determină în mod similar cu ecuaţiile:

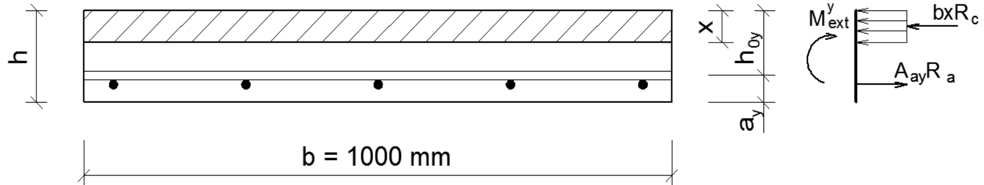


Fig. 4.17 – *Calculul armăturilor în câmp pentru fâşia y*

$$a_y = a_b + \phi + \frac{\phi}{2} \quad (4.39)$$

$$h_{0y} = h - a_y \quad (4.40)$$

$$B = \frac{M_{ext}^y}{b \cdot h_{0y}^2 \cdot R_c} \quad (4.41)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \quad (4.42)$$

$$A_{ay}^{nec} = \xi \cdot b \cdot h_{0y} \cdot \frac{R_c}{R_a} \quad (4.43)$$

unde semnificaţiile notaţiilor sunt similare cu cele din ecuaţiile (4.34)…(4.38). În relaţiile de mai sus s-a presupus că momentele cele mai mari în câmp sunt pe direcţia x. Dacă momentele maxime sunt pe direcţia y se vor inversa relaţiile (4.34)…(4.38) cu relaţiile (4.39)…(4.43) astfel ca momentului maxim în câmp să-i corespundă cea mai mare înălţime h_0.

În mod similar, se vor determina şi cantităţile necesare de armătură în reazeme, scriindu-se condiţiile de echilibru conform figurii 4.18.

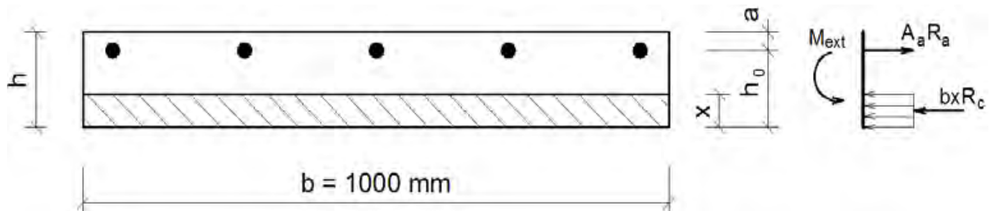


Fig. 4.18 – *Calculul armăturilor în secţiunile din reazem*

$$h_0 = h - a \tag{4.44}$$

$$B = \frac{M_{ext}}{b \cdot h_0^2 \cdot R_c} \tag{4.45}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \tag{4.46}$$

$$A_a^{nec} = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_c}{R_a} \tag{4.47}$$

unde a este determinat conform ecuaţiei (4.31). Relaţiile (4.44)...(4.45) se vor aplica practic pentru fiecare moment din reazem determinat la pct. 4.2.4.

Cantităţile necesare de armătură vor sta la baza determinării diametrului şi a numărului efectiv de bare.

4.2.7. Elaborarea schiţei de armare

Schiţa de armare presupune stabilirea diametrelor şi a numărului de bare pentru o fâşie de 1,0 m şi precizarea modului de dispunere a acestora pe secţiune.

Pentru stabilirea efectivelor de armătură vor trebui respectate următoarele reguli de armare:

- numărul minim de bare pe metru: 5 bare pentru plăci cu grosimea de cel mult 300 mm, 4 bare pentru plăci cu grosimea cuprinsă între 300 şi 400 mm şi 3 bare pentru plăci cu grosimea mai mare de 400 mm;
- numărul maxim de bare pe metru: 12;
- diametrul minim al barelor în câmp (la partea inferioară): 6 mm;
- diametrul minim al barelor în reazem (la partea superioară): 6 mm pentru bare din oţel PC52 sau PC60 şi 8 mm pentru bare din oţel OB37;
- diametrul minim barelor în cazul în care se utilizează plase sudate este de 5 mm pentru plăci turnate monolit şi 4 mm pentru plăci prefabricate;
- se recomandă utilizarea barelor înclinate doar la plăci continue cu deschideri de peste 2,0 m; în acest caz, secţiunile de înclinare vor

începe la 1/5 din lumina liberă a plăcii în deschiderea respectivă pentru preluarea de către barele înclinate a momentului încovoietor din reazem; unghiul de înclinare va fi de 45^0 şi se vor ridica aproximativ 50% din totalul numărului de bare;

- armăturile de la partea superioară pentru preluarea momentelor negative de pe reazeme se prelungesc de o parte şi de alta a reazemului cu 1/4 din deschiderea l_0 unde l_0 este cea mai mare dintre cele două deschideri adiacente l_{0x} şi l_{0y};

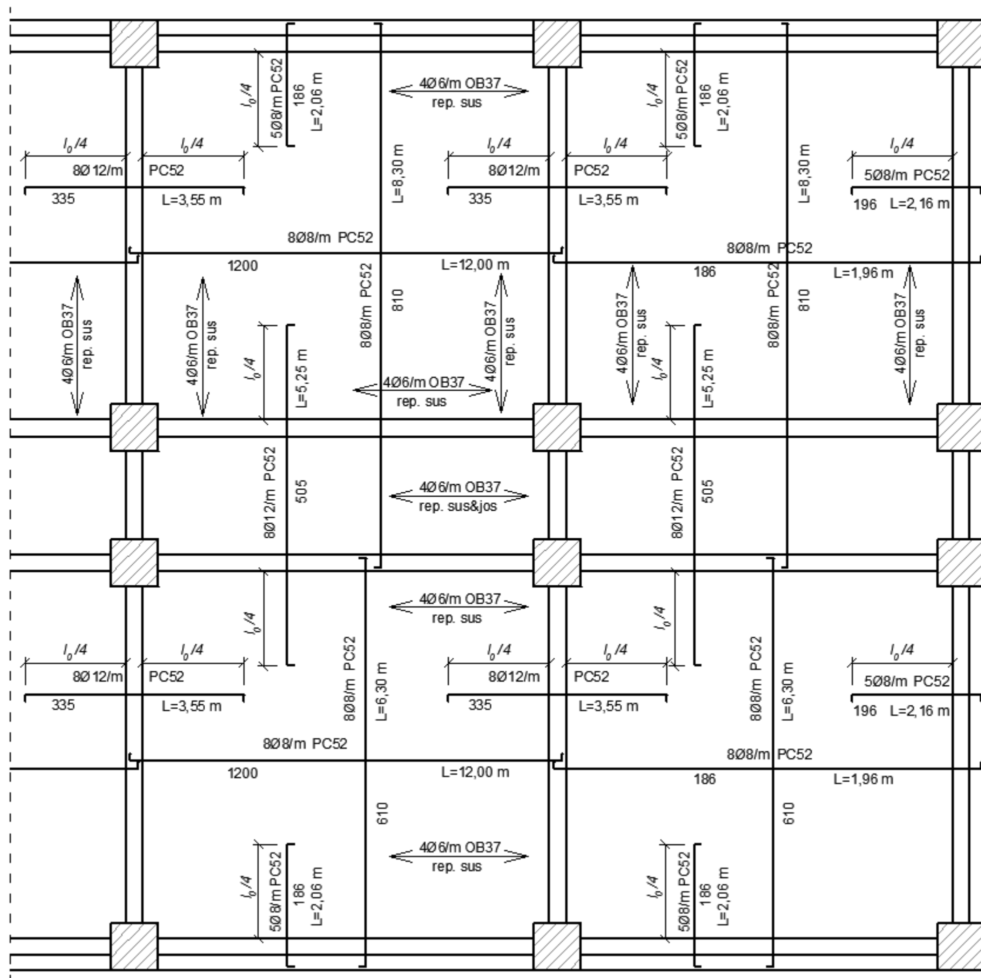


Fig. 4.19 – *Armarea plăcilor pe două direcții*

- în zonele întinse de pe reazeme se prevede o armătură de repartiţie având secţiunea pe metru egală cu cel puţin 15% din secţiunea pe metru a armăturii de rezistenţă la planşeele obişnuite şi de cel puţin 25% la cele cu încărcări concentrate mari; se vor utiliza cel puţin 4 ϕ6 pe metru în cazul armării cu plase legate, respectiv cel puţin 5 ϕ5 pe metru la armăturile din plase sudate.

Ca și în cazul plăcilor armate pe o direcție, și în acest caz schiţa de armare poate fi realizată cu bare înclinate sau fără bare înclinate. În cazul utilizării barelor înclinate, acestea vor contribui la preluare efectivă a momentelor din reazeme, reducându-se în mod corespunzător cantitatea de armătură din călăreţi. Utilizarea barelor înclinate va reduce cantitatea totală de armătură crescând însă manopera aferentă.

În figura 4.19 este prezentat un model de armare a plăcilor pe două direcții fără bare înclinate

5. PROIECTAREA GRINZILOR DIN BETON ARMAT

Grinzile din beton armat sunt elemente liniare la care una din dimensiuni este mult mai mare decât celelalte două, fiind solicitate la încovoiere.

Grinzile din beton armat se clasifică din punct de vedere structural în trei mari categorii: grinzi secundare, grinzi principale şi grinzi de rigidizare.

Grinzile secundare preiau încărcările de la plăci şi le transmit altor elemente orizontale (grinzi principale). Este important de precizat faptul că grinzile secundare nu preiau încărcările provenite din seism.

Grinzile principale preiau încărcările de la plăci şi grinzi secundare (dacă acestea din urmă există) şi le transmit elementelor verticale de rezistenţă. Este important de precizat faptul că grinzile principale preiau atât încărcări gravitaţionale importante, cât şi încărcările seismice.

Grinzile de rigidizare reazemă pe elemente verticale (similar grinzilor principale) dar sunt prevăzute în structură în principal pentru preluarea încărcărilor seismice, sarcinile gravitaţionale fiind în general reduse pe aceste grinzi.

5.1. Proiectarea grinzilor secundare

Proiectarea grinzilor secundare se face conform paşilor descrişi în fig. 1.1.

5.1.1. Predimensionare

Predimensionarea înălţimii grinzilor secundare se face cu relaţia:

$$h_{gs} = \frac{1}{12...14} L, \qquad (5.1)$$

unde L este deschiderea de calcul a grinzii secundare.

Dimensiunea lăţimii secţiunii se evaluează cu relaţia:

$$b_{gs} = \frac{h_{gs}}{2...3} \tag{5.2}$$

Dimensiunile secţiunilor de beton armat pentru grinzile secundare se rotunjesc la multiplu de 50 mm dar, se face menţiunea că sunt acceptate alte două valori pentru lăţimea grinzilor secundare care nu respectă această regulă: 180 şi 220 mm.

5.1.2. Schema statică

Schema statică a grinzilor secundare (cu rezemare pe grinzi principale) este cea a unei grinzi continue. Ca regulă generală, în măsura în care este posibil, grinzile principale se vor poziţiona la distanţe egale. Această situaţie va permite efectuarea unui calcul manual simplificat. Dacă nu este posibil acest lucru, calculul static se va efectua în mod clasic.

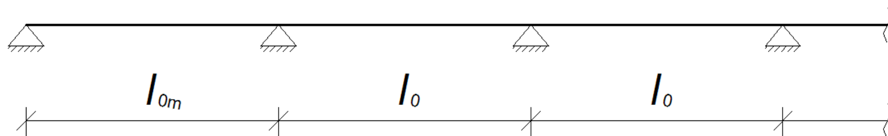


Fig. 5.1 – *Schema statică a grinzilor secundare*

În cadrul schemei statice s-a considerat drept deschidere distanţa dintre feţele grinzilor principale şi nu distanţa interax aşa cum ar părea normal la prima vedere.

Considerarea distanţei dintre feţele grinzilor secundare drept deschidere de calcul pentru grinzile secundare este în concordanţă deplină cu modul de cedare al acestora din urmă (cedarea având loc la faţa grinzii principale şi nu în axul acesteia). Acest lucru se datorează faptului că grinzile principale joacă rolul de reazeme late pentru grinzile secundare.

Legăturile plăcii cu grinzile se vor considera articulate deoarece grinzile nu pot prelua în mod eficient efectele de torsiune, sub încărcări

diferenţiate de o parte şi de cealaltă a reazemelor grinzile principale având o rotire parţială.

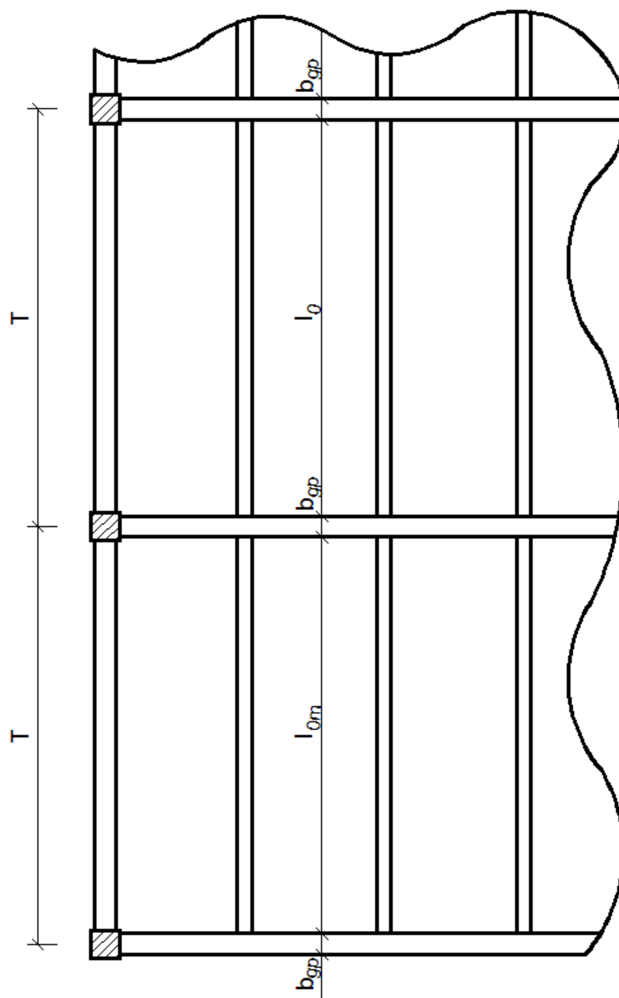


Fig. 5.2 – *Calculul grinzilor secundare*

Deschiderile de calcul se vor calcula cu relaţiile:

- pentru reazeme alcătuite din grinzi, centuri sau stâlpi cu legătură monolită:

$$l_0 = l_{0m} = T - b_{gp} \tag{5.3}$$

- pentru reazeme alcătuite din grinzi, centuri sau zidării fără legătură monolită:

$$l_0 = T - b_{gp}$$

$$l_{0m} = T - b_{gp} + \min\left(0{,}025 \cdot l_0, \frac{b_{gp}}{2}\right) \qquad (5.4)$$

unde lăţimile grinzilor principale b_{gp} se vor predimensiona conform punctului 1.2.

5.1.3. Stabilirea încărcărilor

Încărcările se împart în două mari categorii (fig. 5.4): încărcări permanente (a căror sumă este notată cu g) şi încărcări utile (a căror sumă este notată cu p). Toate încărcările vor fi încărcări de calcul (cu coeficienţi parţiali de siguranţă) şi se vor evalua pentru un metru liniar de grindă secundară conform informaţiilor prezentate în cadrul capitolului 2.

Distribuţia reală a încărcărilor de la placă la grinda secundară este prezentată în fig. 5.3.a. Pentru simplificare, se acceptă în practica curentă utilizarea unei distribuţii dreptunghiulare ca cea prezentată în fig. 5.3.b.

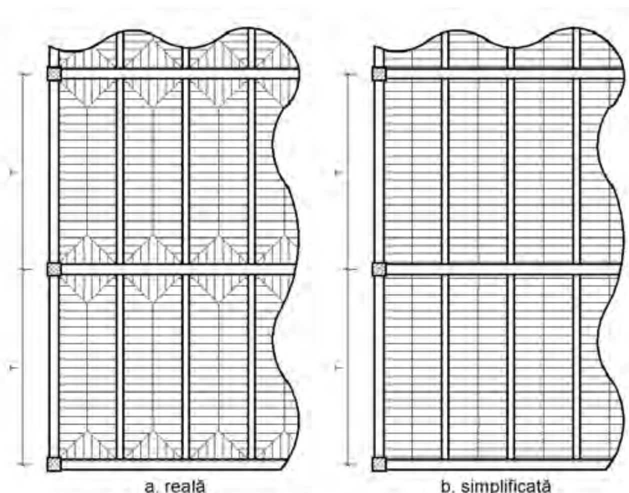


Fig. 5.3 – *Distribuţia încărcărilor la grinzile secundare*

Solicitările exterioare utile pot apărea în exploatarea curentă a plăcilor în deschideri diverse, putându-se elabora mai multe scheme de încărcare. Deoarece în procesul de proiectare trebuie considerate cele mai

dezavantajoase situaţii de solicitare, pentru calculul eforturilor în diverse secţiuni vor trebui adoptate diferite scheme de încărcare.

În urma analizelor efectuate în decursul timpului s-au stabilit cele mai dezavantajoase situaţii de încărcare pentru obţinerea unor eforturi maxime în câmp şi în reazem, aceste situaţii fiind prezentate în figura 5.4.

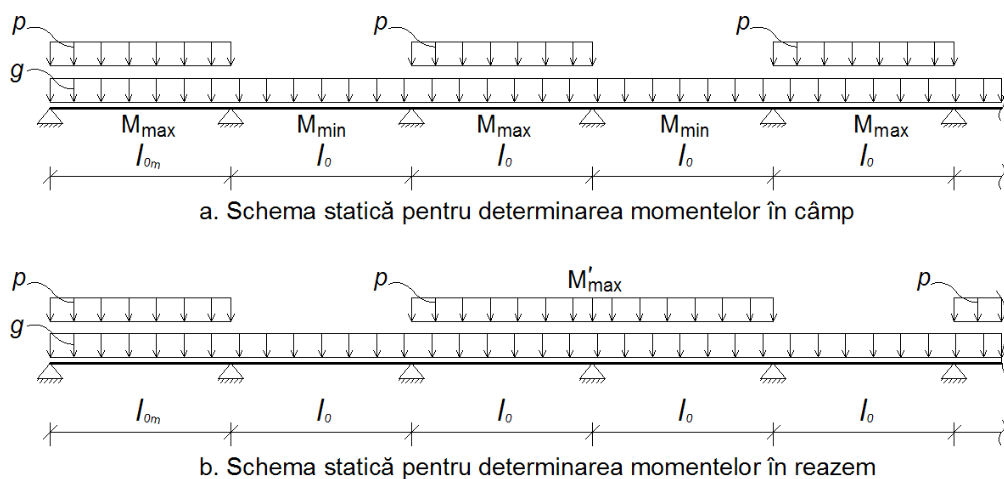


Fig. 5.4 – *Ipoteze de încărcare*

Astfel, pentru determinarea momentului maxim M_{max} într-un câmp, încărcarea permanentă va trebui considerată în toate deschiderile iar încărcarea utilă va trebui poziţionată în deschiderea respectivă precum şi în deschideri alternante (fig. 5.4.a).

Pentru determinarea momentului minim M_{min} într-un câmp, încărcarea permanentă va trebui considerată în toate deschiderile iar încărcarea utilă va trebui poziţionată în deschiderile adiacente celei considerate, precum şi în deschideri alternante (fig. 5.4.a).

Pentru determinarea momentului maxim negativ M'_{max} într-un reazem, încărcarea permanentă va trebui considerată în toate deschiderile iar încărcarea utilă va trebui poziţionată în deschiderile adiacente reazemului considerat, precum şi în deschideri alternante (fig. 5.4.b).

În cele mai uzuale cazuri se acceptă însă efectuarea unui calcul simplificat în domeniul postelastic pentru grinzile secundare, conform punctului 5.1.4.

5.1.4. Calculul static

Dacă deschiderile grinzilor secundare nu diferă între ele cu mai mult de 10%, prescripţiile legale în vigoare acceptă efectuarea unui calcul simplificat în domeniul postelastic. Se face observaţia că nu se poate efectua calculul în domeniul postelastic pentru următoarele situaţii:

- în cazul planşeelor care au încărcări tehnologice cu caracter dinamic;
- în cazul planşeelor la care se pun condiţii speciale de limitare a deschiderii fisurilor;
- în cazul elementelor din beton precomprimat ale planşeelor;
- elementelor din beton armat la care diferenţa dintre procentele de armătură dispuse în zona întinsă şi în cea comprimată (*p – p'*) are valori mai mari decât valorile limită din tabelul 5.1;

Tabelul 5.1 – *Valori limită (p-p')*

Tipul armăturii	Clasa betonului			
	C8/10	C12/15	C16/20	C18/22,5
	Valori limită (*p-p'*)			
OB37	0,77	1,13	1,49	-
PC52	0,54	0,79	1,04	1,15
PC60 şi STNB	-	0,68	0,89	0,99

- în cazul elementelor din beton armat la care raportul dintre încărcarea utilă de lungă durată și încărcarea totală este mai mare de 0,75; în acest caz se permite efectuarea calculului în domeniul postelastic doar dacă valoarea $1,2 \cdot p_l / d$ rezultă cu valori cel mult egale cu cele de la care nu este necesară verificarea prin calcul a deschiderii fisurilor normale, precizate în tabelul 31, Anexa C din STAS 10107/0-90.

Dacă un calcul în domeniul postelastic nu este posibil, atunci se va efectua un calcul în domeniul elastic, ca pentru o grindă continuă.

Calculul în domeniul postelastic se poate efectua în mod simplificat (conform STAS 10107/2-92), cu relaţiile:

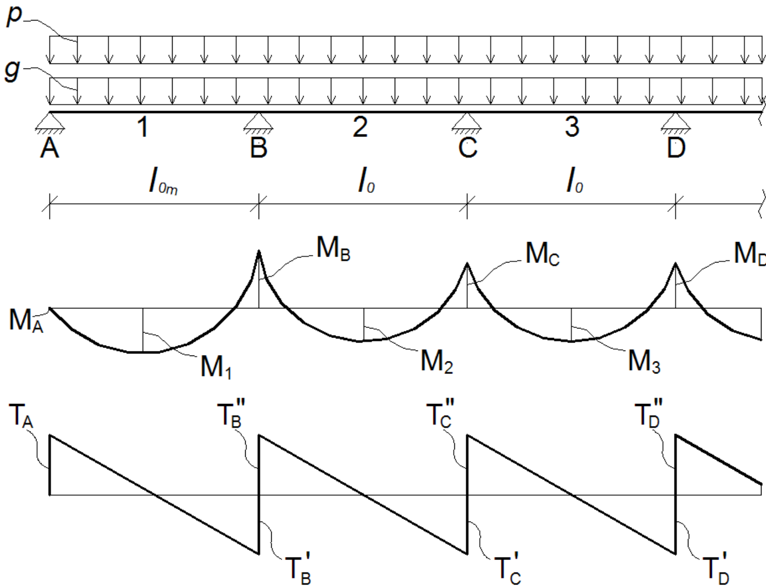


Fig. 5.5 – *Calculul eforturilor în domeniul postelastic al grinzilor secundare*

$$M_A = 0 \tag{5.5}$$

$$M_1 = \frac{(g+p)\cdot l_{0m}^2}{11} \tag{5.6}$$

$$M_B = \frac{(g+p)\cdot l_{0m}^2}{11} \tag{5.7}$$

$$M_2 = M_C = M_3 = M_D = \ldots = \frac{(g+p)\cdot l_0^2}{16} \tag{5.8}$$

$$T_A = 0{,}45\cdot(g+p)\cdot l_{0m} \tag{5.9}$$

$$T_B^{'} = 0{,}65\cdot(g+p)\cdot l_{0m} \tag{5.10}$$

$$T_B^{''} = T_C^{'} = T_C^{''} = T_D^{'} = \ldots = 0{,}55\cdot(g+p)\cdot l_0 \tag{5.11}$$

unde:

- M_i – momentul de calcul în secţiunea *i*, conform fig. 5.5;
- T_i – forţa tăietoare de calcul în secţiunea *i*, conform fig. 5.5;

- g – suma tuturor încărcărilor permanente;
- p – suma tuturor încărcărilor variabile;
- l_{0m}, l_0 – deschiderile de calcul, calculate conform relaţiilor (5.3), (5.4).

Dacă deschiderile grinzilor secundare au diferenţe mai mari de 10% , ele nu se pot calcula utilizând metoda de calcul simplificat prezentată anterior şi vor trebui calculate manual sau cu un program de calcul, utilizând schema statică din fig. 5.5. Deoarece programele de calcul efectuează calculul în domeniul elastic, pentru calculul în domeniul postelastic al plăcilor armate pe o direcţie, se vor aplica prevederile capitolului 5 din STAS 10107/2-1992.

5.1.5. Verificarea secţiunii grinzii secundare

Verificarea secţiunii se face comparând dimensiunile stabilite cu aproximaţie la punctul 5.1.1 (în faza de predimensionare), cu cele necesare pe baza solicitărilor calculate la pct. 5.1.4. În acest sens, se va impune un procent optim de armare:

$$p_{opt} = 1{,}0\% \tag{5.12}$$

Apoi, se vor calcula:

$$\xi_{opt} = \frac{p_{opt} \cdot R_a}{100 \cdot R_c} \tag{5.13}$$

$$r = \frac{1}{\sqrt{\xi \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \xi)}} \tag{5.14}$$

unde:

- R_c – rezistenţa la compresiune a betonului;
- R_a – rezistenţa la întindere a armăturii (se vor accepta doar armături profilate pentru armarea longitudinală).

În final, impunând lăţimea secţiunii determinată la punctul 5.1.1, se va calcula înălţimea secţiunii h_{gs}^{nec} cu relaţiile:

$$h_0^{nec} = r \cdot \sqrt{\frac{M_1}{b_{gs} \cdot R_c}} \tag{5.15}$$

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \tag{5.16}$$

$$h_{gs}^{nec} = h_0^{nec} + a \tag{5.17}$$

unde:

- M_1 – momentul de calcul în primul câmp determinat la pct. 5.1.4;
- b_{gs} – lăţimea secţiunii, determinată la punctul 5.1.1;
- a – distanţa de la centrul de greutate a armăturii la faţa inferioară a betonului;
- a_b – acoperirea cu beton a armăturii conform pct. 1.5;
- ϕ - diametrul armăturii, pentru grinzile secundare putându-se adopta valoarea ϕ = 14...18 mm;
- h_{gs}^{nec} – înălţimea necesară a secţiunii grinzii secundare.

Dacă între valoarea de la pct. 5.1.1 şi cea determinată cu relaţia (5.17) nu există diferenţe mai mari de 50 mm atunci se va păstra valoarea determinată la pct. 5.1.1. În cazul unor diferenţe mai mari, se va adopta drept grosime a plăcii noua valoare determinată cu ecuaţia (5.17) iar calculele se vor relua de la pct. 5.1.3.

5.1.6. Stabilirea cantităţilor teoretice de armătură

Necesarul de armătură pentru secţiunile din câmp se determină punând condiţia de echilibru între acţiunea exterioară şi reacţiuni, conform figurii 5.7.

Deoarece placa se află la partea superioară a grinzii secundare (în zona comprimată), secţiunea de calcul va fi o secţiune de tip **T**. În aceste condiţii, lăţimea grinzii la partea superioară va fi mai mare şi se va calcula cu relaţia:

$$b_p = b_{gs} + 2 \cdot \Delta b \tag{5.18}$$

$$\Delta b = \frac{l_c}{6} \le \Delta b_{max} \tag{5.19}$$

unde l_c este distanţa dintre două puncte consecutive de moment nul şi are valorile:

- $l_c = l_0$, pentru grinzile simplu rezemate
- $l_c = 0{,}8 \cdot l_0$, pentru grinzile simplu rezemate la un capăt şi încastrate la celălalt capăt
- $l_c = 0{,}5 \cdot l_0$, pentru grinzile dublu încastrate
- $l_c = 0{,}8 \cdot l_0$, în deschiderile marginale ale grinzilor continue
- $l_c = 0{,}6 \cdot l_0$, în deschiderile interioare ale grinzilor continue

$$\Delta b_{max} = \begin{cases} \dfrac{l_0}{2} \text{ , dacă } \dfrac{h_p}{\mathrm{h_{gs}}} \geq 0{,}10 \\ 6 \cdot h_p \text{ , dacă } \dfrac{h_p}{\mathrm{h_{gs}}} < 0{,}10 \end{cases} \tag{5.20}$$

În cazul secţiunilor **T**, trebuie stabilit dacă înălţimea zonei comprimate x depăşeşte sau nu grosimea plăcii h_p. Pentru aceasta, se calculează momentul capabil al plăcii, cu relaţia:

$$M_{cap}^{pl} = b_p \cdot h_p \cdot R_c \cdot \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) \tag{5.21}$$

unde h_0 se determină cu relaţia (5.23).

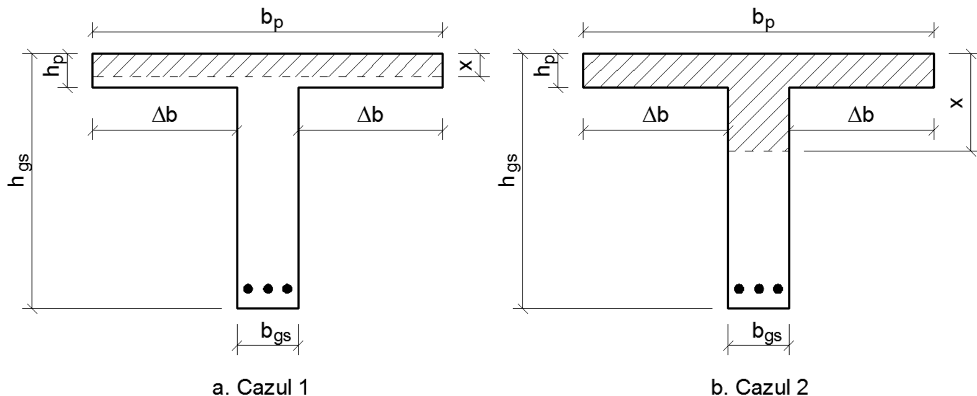


Fig. 5.6 – *Cazuri de solicitare a secţiunii **T***

Dacă momentul capabil al plăcii este mai mare decât momentul exterior (cazul 1 din fig. 5.6) atunci înălţimea zonei comprimate nu depăşeşte înălţimea plăcii.

$$M_{cap}^{pl} \geq M_{ext} \Rightarrow x \leq h_p \tag{5.22}$$

În acest caz, deoarece se presupune că zona întinsă de beton nu preia nici un fel de eforturi, secţiunea din câmp se calculează similar ca o secţiune dreptunghiulară cu dimensiunile b_p şi h_{gs} (fig. 5.7).

Calculul armăturii necesare în câmp pentru secţiunile T aflate în cazul 1 ($x \leq h_p$) se face cu relaţiile (5.23)....(5.26).

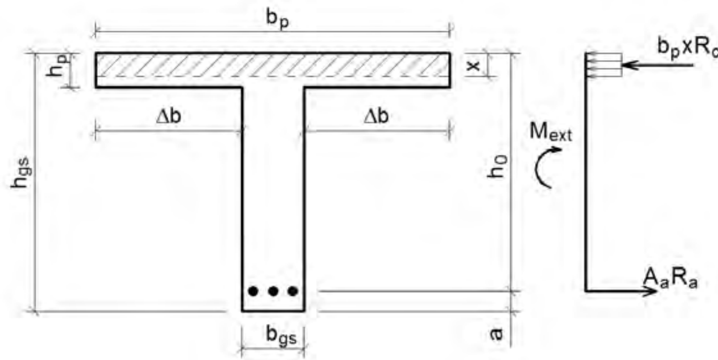


Fig. 5.7 – *Calculul armăturilor în câmp – cazul 1*

$$h_0 = h_{gs} - a \tag{5.23}$$

$$B = \frac{M_{ext}}{b_p \cdot h_0^2 \cdot R_c} \tag{5.24}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \tag{5.25}$$

$$A_a^{nec} = \xi \cdot b_p \cdot h_0 \cdot \frac{R_c}{R_a} \tag{5.26}$$

unde:

- h_0 – distanţa de la faţa superioară a betonului la centrul de greutate al armăturii;
- b_p – lăţimea activă a plăcii calculată cu relaţia (5.18);

- a – distanţa de la centrul de greutate a armăturii la faţa inferioară a betonului, determinată cu relaţia (5.16);
- ξ – înălţimea relativă a zonei comprimate, cu valoarea $\xi=x/h_0$;
- B – coeficient adimensional cu valoarea $B=\xi\cdot(1-0,5\cdot\xi)$;
- A_a^{nec} – cantitatea necesară de armătură.

În cazul în care momentul capabil al plăcii este mai mic decât momentul exterior, înălţimea zonei comprimate x va depăşi placa (cazul 2 din fig. 5.6).

$$M_{cap}^{pl} < M_{ext} \Rightarrow x > h_p \tag{5.27}$$

În aceste condiţii, problema se împarte în alte două sub-probleme ca în figura 5.8.

Se calculează momentele exterioare aferente celor două sub-probleme:

$$M_1 = (b_p - b_{gs}) \cdot h_p \cdot R_c \cdot \left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right) \tag{5.28}$$

$$M_2 = M_{ext} - M_1 \tag{5.29}$$

Calculul armăturii pentru prima sub-problemă se face cu relaţia:

$$A_{a1} = \frac{M_1}{\left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right) \cdot R_a} \tag{5.30}$$

Calculul armăturii pentru a doua sub-problemă se face cu relaţiile:

$$B = \frac{M_2}{b_{gs} \cdot h_0^2 \cdot R_c} \tag{5.31}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \tag{5.32}$$

$$A_{a2} = \xi \cdot b_{gs} \cdot h_0 \cdot \frac{R_c}{R_a} \tag{5.33}$$

În final se găseşte cantitatea necesară de armătură în câmp pentru secţiunile T aflate în cazul 2 ($x > h_p$) cu relaţia:

$$A_a^{nec} = A_{a1} + A_{a2} \tag{5.34}$$

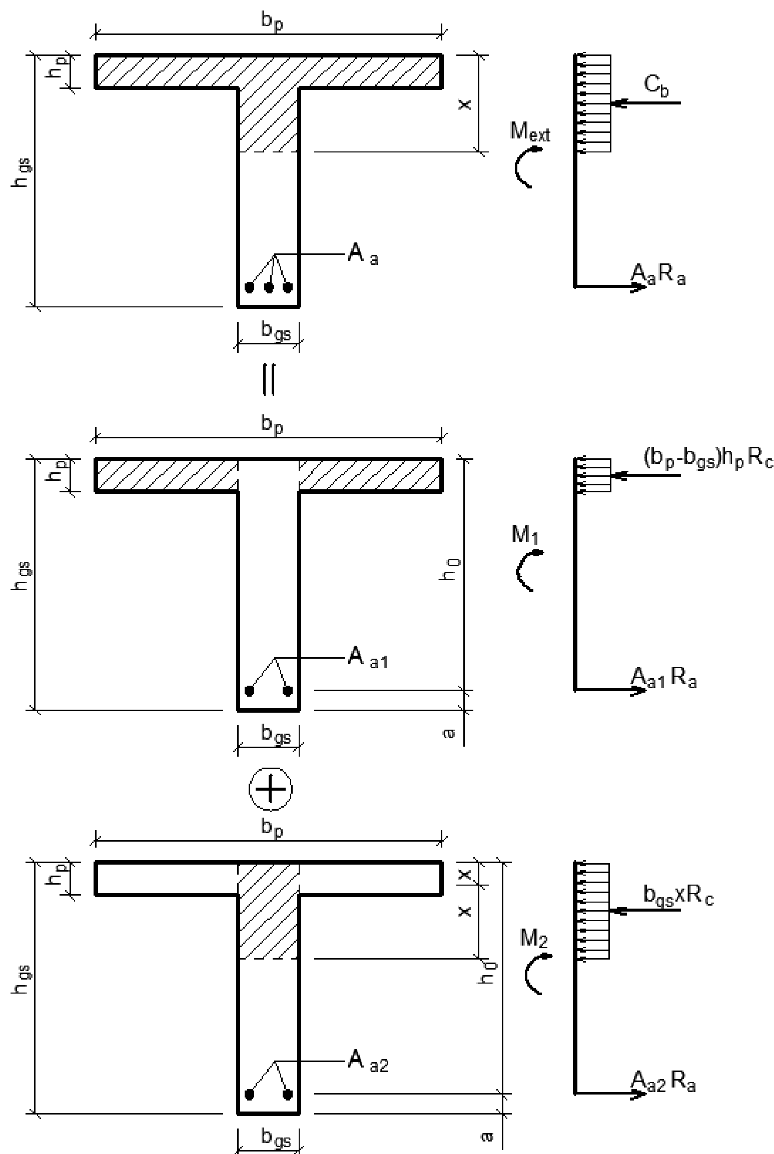


Fig. 5.8 – *Calculul armăturilor în câmp – cazul 2*

Calculul armăturilor în secţiunile de reazem diferă de cel efectuat în secţiunile de câmp deoarece placa este în zona întinsă şi nu se mai poate conta pe aportul acesteia (fig. 5.9).

În acest caz, secţiunile de reazem se calculează ca secţiuni dreptunghiulare, cu dimensiunile b_{gs} şi h_{gs}.

Şi în acest caz necesarul de armătură se determină punând condiţia de echilibru între acţiunea exterioară şi reacţiuni, conform figurii 5.9.

Calculul armăturii necesare în reazem pentru secţiunile dreptunghiulare se face cu relaţiile (5.35)....(5.37).

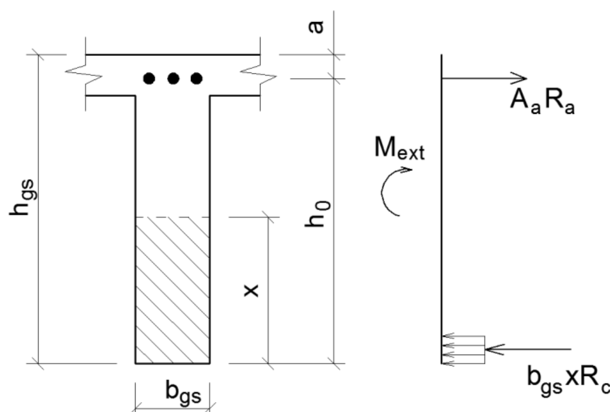


Fig. 5.9 – *Calculul armăturilor în reazem*

$$B = \frac{M_{ext}}{b_{gs} \cdot h_0^2 \cdot R_c} \qquad (5.35)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \qquad (5.36)$$

$$A_a = \xi \cdot b_{gs} \cdot h_0 \cdot \frac{R_c}{R_a} \qquad (5.37)$$

Cantităţile necesare de armătură vor sta la baza determinării diametrului şi a numărului efectiv de bare.

5.1.7. Elaborarea schiţei de armare

Schiţa de armare presupune stabilirea diametrelor şi a numărului de bare, precum şi precizarea modului de dispunere a acestora pe secţiune.

Pentru stabilirea efectivelor de armătură vor trebui respectate următoarele reguli de armare:

- numărul minim de bare: 2 ;
- diametrul minim al barelor: 10 mm;
- distanţa liberă minimă între bare la partea inferioară trebuie să fie egală cu diametrul barelor dar nu mai puţin de 25 mm;
- distanţa liberă minimă între bare la partea superioară trebuie să fie egală cu diametrul barelor dar nu mai puţin de 30 mm; unul din spaţiile de la partea superioară (de preferinţă în axul grinzii) se va majora la cel puţin 50 mm pentru a permite introducerea pervibratorului;
- distanţa maximă între axele barelor: 200 mm;
- se recomandă ca barele să fie dispuse pe maxim două rânduri; în cazurile speciale când sunt necesare şi armături pe al treilea rând, aceste ase dispun la distanţe duble faţă de cele admise pentru primele două rânduri;
- se recomandă ca diferențele între diametrul maxim și cel minim utilizate în aceeași secțiune să nu depășească 5 mm;
- în cazul în care se folosesc bare înclinate, acestea se vor dispune sub un unghi de 45^0 şi vor trebui să aibă la extremitate o porţiune dreaptă de lungime egală cu cel puţin *10d* în zonele comprimate şi cel puţin *20d* în zonele în care pot apărea şi eforturi de întindere; nu se admite folosirea de armături înclinate sub formă de bare flotante, ca în fig. 5.10;

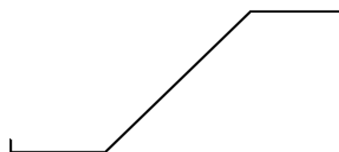


Fig. 5.10 – *Bară flotantă*

- la toate categoriile de grinzi la care se prevăd şi bare înclinate, cel puţin o treime din armăturile din câmp se menţin drepte până la reazeme şi se ancorează dincolo de reazeme, ca bare solicitate la întindere, dacă nu intervin alte condiţii care să dicteze necesitatea menţinerii unui număr mai mare de bare drepte până la reazem;
- pentru stabilirea secţiunilor de la care armăturile longitudinale por fi întrerupte sau înclinate, se stabileşte într-o primă fază secţiunea în care bara de armătură este integral necesară sin dimensionarea la

moment încovoietor (secţiunea de moment maxim din înfăşurătoare); această secţiune se prelungeşte cu distanţa h/2 pentru a asigura şi preluarea momentelor încovoietoare în secţiunile înclinate (secţiunea I-I din fig. 5.11.a); se va defini câte o secţiune I-I pentru fiecare secţiune din câmp şi din reazem calculată (secţiunile de moment maxim);

- o bară longitudinală ce trebuie să preia solicitări rezultate din acţiunea momentului încovoietor poate fi întreruptă dincolo de secţiunea I-I la o distanţă minimă *l* ce trebuie să respecte condiţiile:

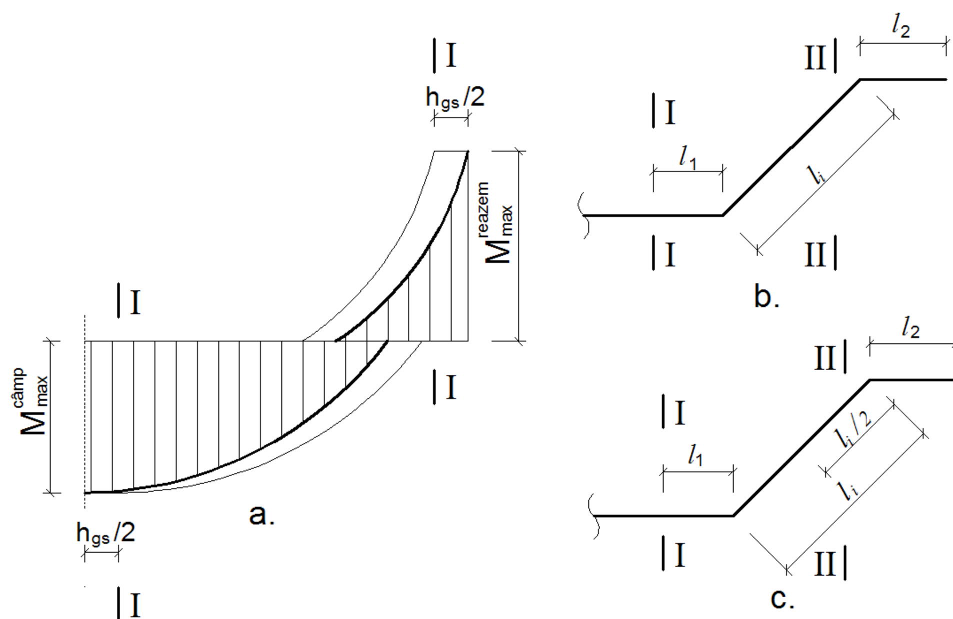


Fig. 5.11 – *Întreruperea barelor longitudinale*

$$l \geq l_a \tag{5.38}$$

unde l_a este lungimea de ancorare a barei conform pct. 1.4;

$$l \geq l_{I...II} \tag{5.39}$$

unde $l_{I...II}$ este lungimea barei dintre secţiunea de solicitare maximă I-I şi secţiunea la care bara nu mai este necesară din calcul II-II;

- pentru o bară înclinată ce trebuie să preia solicitări rezultate din acţiunea momentului încovoietor, înclinarea poate să înceapă din secţiunea I-I dar efortul se consideră că descreşte până la zero pe lungimea înclinată l_i a părţii înclinate; în aceste condiţii, extremitatea barei înclinate trebuie să treacă dincolo de secţiunea II-II (fig. 5.11.b); în plus, se pune condiţia ca lungimea barei măsurată de la secţiunea I-I până la capătul liber să fie mai mare decât lungimea de ancorare l_a;

$$\begin{gathered} l_1 \geq 0 \\ l_1 + l_i \geq l_{I...II} \\ l = l_1 + l_i + l_2 \geq l_a \end{gathered} \qquad (5.40)$$

- pentru o bară înclinată ce trebuie să preia solicitări rezultate atât din acţiunea momentului încovoietor, cât şi din acţiunea forţei tăietoare, se vor respecta toate condiţiile punctului anterior şi, în plus, se va respecta condiţia:

$$\frac{l_i}{2} + l_2 \geq l_a \qquad (5.41)$$

- la grinzile la care barele înclinate se dispun în principal pentru preluarea forţei tăietoare, prima secţiune de înclinare începând de la reazem trebuie dispusă la cel mult 50 mm distanţă de la marginea reazemului; distanţele până la următoarele secţiuni de înclinare se stabilesc pe baza verificării la forţă tăietoare, respectând condiţia ca orice fisură înclinată să intersecteze armăturile transversale necesare pentru preluarea forţei tăietoare în secţiunea respectivă; se recomandă ca distanţa între prima şi a doua secţiune de înclinare, începând de la reazem, să nu fie mai mare decât înălţimea grinzii;

- în porţiunile la care grinzile nu necesită armături de rezistenţă la partea superioară, se prevăd armături de montaj, câte o bară la fiecare colţ de etrier; diametrele minime ale barelor de montaj sunt prezentate în tabelul 5.2 de la punctul 5.2.7;
- se vor respecta procentele minime de armare prevăzute la punctul 1.3.

Se face precizarea că schiţa de armare poate fi realizată cu bare înclinate (ca în fig. 5.12) sau fără bare înclinate (ca în fig. 5.13).

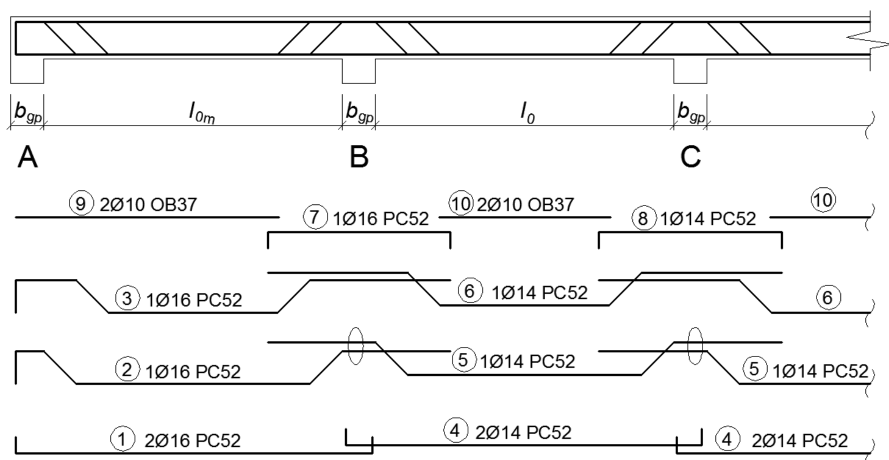


Fig. 5.12 – *Schiţa de armare cu bare înclinate*

În cazul utilizării barelor înclinate pentru preluarea forţei tăietoare (ca în fig. 5.12), primele bare ce se coboară de pe reazem nu pot prelua momente încovoietoare deoarece nu respectă a doua ecuaţie (5.40).

Astfel, marca 2 nu poate prelua momentul negativ ce apare pe reazemul B-stânga deoarece coboară prea repede iar secţiunea II-II (în care bara nu mai este necesară) este mai depărtată decât capătul inferior al părţii înclinate. În aceste condiţii, în reazemul B-stânga poate prelua moment marca 5 plus mărcile 3, 6 şi 7.

În mod similar, în reazemul B-dreapta, marca 5 nu poate prelua momentele de pe reazem, barele care pot prelua moment fiind mărcile 2, 3, 6 şi 7. Se poate observa faptul că mărcile 2 şi 5 lucrează practic ca o singura bară (una preluând momentele în partea dreaptă a reazemului iar cealaltă în partea stângă). Dacă barele au diametru diferit, se va considera o bară

echivalentă avânt cel mai mic diametru dintre cele două diametre ale barelor (în cazul exemplului de faţă ϕ14).

O discuţie similară poate fi prezentată în reazemul C unde cele două bare marca 5 lucrează practic ca o singură bară ϕ14.

În aceste condiţii, deoarece barele înclinate contribuie la preluare efectivă a momentelor din reazeme, va putea fi redusă cantitatea de armătură a mărcilor 7 şi 8. În general nu se prevăd mai mult de trei rânduri de bare înclinate (vezi fig. 5.14).

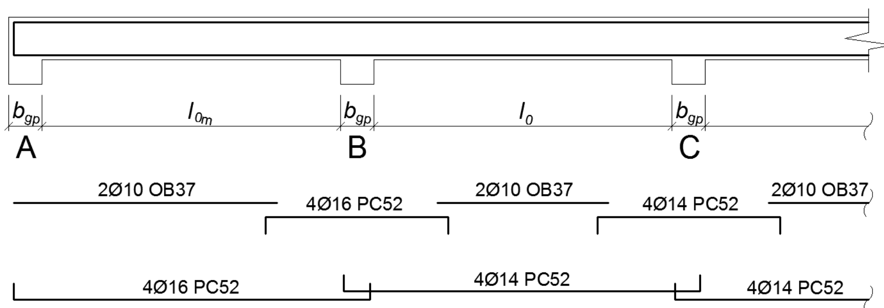


Fig. 5.13 – Schiţa de armare fără bare înclinate

Prelungirea călăreţilor de o parte şi de alta a reazemelor se va face conform relaţiilor (5.38) şi (5.39). În cazurile curente aceasta este uzual un sfert din deschiderea de calcul (l_0/4).

5.1.8. Calculul armăturilor transversale

Armăturile transversale (etrierii) sunt prevăzuţi alături de barele înclinate pentru preluarea forţei tăietoare.

În cazul în care se utilizează bare înclinate, se vor stabili mai multe secţiuni de calcul astfel ca fisura apărută în fiecare secţiune să cuprindă toate variantele de intersectare a barelor înclinate (fig. 5.14).

Astfel, o primă fisură apărută în secţiunea 1 va intersecta toate barele înclinate. O a doua fisură posibilă care pleacă din secţiunea 2 nu va intersecta prima bară. Se va continua generarea secţiunilor până când se va ajunge la o secţiune care nu va mai intersecta nici o bară înclinată.

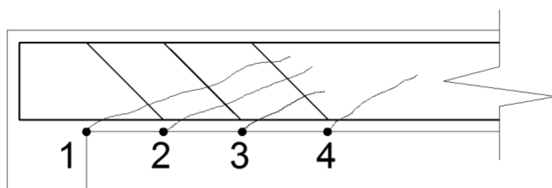


Fig. 5.14 – Secţiuni de calcul la forţă tăietoare

Practic, numărul necesar de secţiuni pentru calculul la forţă tăietoare într-un reazem este mai mare cu unu fată de numărul de bare înclinate.

Distanţele dintre secţiunile 1-2 şi 2-3 pot fi considerate în mod uzual egale cu înălţimea grinzii h_{gs} iar distanţa între secţiunile 3-4 poate fi considerată 1,5· h_{gs}.

Este evident faptul că, forţa tăietoare va avea cea mai mare valoare în secţiunea 1 şi va scădea treptat până la secţiunea 4. Valoarea forţei tăietoare în secţiunea 1 a fost calculată pentru fiecare reazem cu ecuaţiile (5.9)…(5.11). Determinarea forţelor tăietoare în secţiunile 2…4 este relativ uşor de efectuat cunoscându-se încărcarea uniform distribuită (g+p) şi distanţele dintre secţiuni.

Calculul etrierilor se va efectua succesiv în toate secţiunile considerate, urmând a se adopta cea mai mare valoare dintre toate cele rezultate.

Pentru a verifica dacă secţiunea de beton adoptată este capabilă să preia forţa tăietoare maximă, se calculează nivelul de solicitare la forţă tăietoare cu relaţia:

$$\overline{Q} = \frac{T_1}{b_{gs} \cdot h_0 \cdot R_t} \quad (5.42)$$

unde:

- $\bar{Q}$ – nivelul de solicitare al secțiunii la forţă tăietoare;
- T_1 – forţa tăietoare exterioară, în secţiunea 1;
- R_t – rezistenţa de calcul la întindere a betonului.

Funcție de mărimea nivelului de solicitare se vor lua următoarele decizii:

a) dacă $\bar{Q} \leq 0{,}5$, calculul la forţă tăietoare nu este necesar, etrierii dispunându-se pe criterii constructive;

b) dacă $0{,}5 < \bar{Q} \leq 4$, calculul la forţă tăietoare este necesar, etrierii fiind dimensionați pe baza relațiilor prezentate în continuare;
c) dacă $\bar{Q} > 4$, secțiunea de beton este incapabilă să preia solicitările din forță tăietoare fiind necesară o mărire a acesteia și refacerea calculelor.

În cazul b) pentru calculul etrierilor se va evalua într-o primă fază forţa tăietoare ce trebuie preluată de etrieri şi beton cu relaţia:

$$Q_{eb}^{nec} = T_i - \sum A_{aî} \cdot R_a \cdot \sin\alpha \qquad (5.43)$$

unde:

- Q_{eb}^{nec} – forţa tăietoare ce trebuie preluată de etrieri şi beton;
- T_i – forţa tăietoare exterioară, în secţiunea i;
- $\Sigma A_{aî}$ – suma tuturor barelor înclinate intersectate de fisura ce pleacă din secţiunea i;
- R_a – rezistenţa de calcul a armăturilor longitudinale;
- α – unghiul armăturii înclinate cu orizontala (uzual 45^0).

Dacă nu se folosesc bare înclinate, forţa tăietoare ce trebuie preluată de etrieri şi beton Q_{eb}^{nec} va fi practic egală cu forța tăietoare exterioară calculată în secțiunea 1.

Se determină procentul de armare din zona întinsă în dreptul fisurii înclinate cu relația:

$$p = \frac{A_{ai}}{b_{gs} \cdot h_0} \cdot 100 \qquad (5.44)$$

unde:

- A_{ai} – suma tuturor barelor de armătură longitudinale (exclusiv barele înclinate) din zona întinsă ce intersectează fisura.

Deoarece ultimul etrier intersectat de fisură poate să nu preia în bune condiții forța tăietoare, aportul acestuia la capacitatea portantă a elementului se ignoră. Practic, reducerea capacității portante cu ceea ce poate prelua ultimul etrier este echivalentă cu mărirea forței tăietoare necesare cu exact aceeași valoare.

Pentru continuarea calculelor este necesar să se impună un diametru pentru etrieri. Uzual se stabilește într-o primă fază cel mai mic diametru

acceptat pentru etrieri. Diametrul minim pentru etrieri este cea mai mare din valorile:

- ¼ din diametrul maxim al armăturilor longitudinale;
- 6 mm pentru grinzile cu $h \leq 800$ mm;
- 8 mm pentru grinzile cu $h > 800$ mm.

În mod uzual, pentru grinzile secundare, diametru minim ales este $\phi 6$ cu aria secțiunii barei A_e = 28,3 mm^2. Dacă se folosesc carcase sudate, diametrul minim al barei va fi $\phi 4$.

De asemenea se vor impune pentru început etrieri simpli cu două ramuri (n_e = 2). La grinzi cu lățimea peste 400 mm se prevăd etrieri cu minim patru ramuri dar grinzile secundare nu depășesc de obicei această lățime.

În continuare se va determina forţa tăietoare preluată de etrieri pe unitatea de lungime, cu relaţia:

$$q_e = \frac{\left(Q_{eb}^{nec} + A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at}\right)}{4 \cdot b_{gs} \cdot h_0^2 \cdot R_t \cdot \sqrt{p}} \qquad (5.45)$$

unde:

- A_{et} – suma ariilor tuturor ramurilor de etrier intersectate de fisură:

$$A_{et} = n_e \cdot A_e \qquad (5.46)$$

  unde:
  - n_e – numărul de ramuri ce intersectează fisura;
  - A_e – aria unei ramuri (bare) de etrier;
- m_{at} – coeficient al condițiilor de lucru pentru oțel cu valoarea:
  - 0,8 pentru armături din oțel laminat (OB37, PC52, PC60);
  - 0,7 pentru armături din sârme trase (STNB, STPB);
- R_{at} – rezistenţa de calcul la întindere a armăturii transversale;
- R_t – rezistenţa de calcul la întindere a betonului;
- p - procentul de armare din zona întinsă în dreptul fisurii înclinate.

Pentru verificarea valorii q_e determinată cu relația 5.45 se va calcula raportul:

$$\frac{s_i}{h_0} = \sqrt{\frac{b_{gs} \cdot R_t \cdot \sqrt{p}}{q_e}} \tag{5.47}$$

Dacă raportul $s_i / h_0 \leq 2{,}5$ valoarea lui q_e determinată cu ecuația (5.45) este corectă și se poate trece la pasul următor.

Dacă raportul $s_i / h_0 > 2{,}5$ se va recalcula valoarea lui q_e cu relația:

$$q_e = \frac{Q_{eb}^{nec} + A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at} - \dfrac{b_{gs} \cdot h_0 \cdot R_t \cdot \sqrt{p}}{2{,}5}}{2{,}5 \cdot h_0} \tag{5.48}$$

În final se va calcul distanța dintre etrieri cu relația:

$$a_e = \frac{A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at}}{q_e} \tag{5.49}$$

unde:

- a_e – distanța dintre doi etrieri consecutivi.

Funcție de valoarea distanței dintre etrieri rezultată, pot exista trei situații distincte:

a) dacă distanța dintre etrieri $a_e \geq 300$ mm se va păstra diametrul de etrier ales și se va impune $a_e = 300$ mm;

b) dacă 100 mm $\leq a_e \leq$ 300 mm se va păstra diametrul de etrier ales și se va impune o valoare a_e multiplu de 50 mm imediat inferioară celei rezultate cu ecuația (5.49); de ex. dacă s-a obținut valoarea $a_e = 172$ mm cu ecuația (5.49), se va impune în final $a_e = 150$ mm;

c) dacă $a_e < 100$ mm diametrul ales pentru etrieri este prea mic; în aceste condiții se va mări diametrul etrierilor și se vor relua calculele de la ecuația (5.45); dacă se ajunge la un diametru $\phi 12$ iar $a_e < 100$ mm se pot adopta etrieri dubli cu

patru ramuri (n_e = 4) sau, în cazul în care inițial s-a utilizat pentru etrieri un oțel de tip OB37, se pot face etrierii din oțel PC52.

Dacă la calculul armăturilor longitudinale se vor dimensiona secțiuni dublu armate (cu armături comprimate necesare din calcul) distanța maximă dintre etrieri nu va depăși 15d, unde d este diametrul minim al barelor longitudinale.

În urma calculelor efectuate cu relațiile de mai sus se va obține astfel un diametru final și o distanță dintre etrieri. În cazurile curente etrierii se dispun la distanța a_e începând de la reazem pe un sfert din deschiderea de calcul (l_0/4). În zona centrală a grinzii etrierii se dispun la distanța maximă a_e = 300 mm.

5.2. Proiectarea grinzilor principale

Proiectarea grinzilor principale se face conform paşilor descrişi în fig. 1.1.

5.2.1. Predimensionare

Predimensionarea înălţimii grinzilor principale se face cu relaţia:

$$h_{gp} = \frac{1}{10...12} L, \qquad (5.50)$$

unde L este deschiderea de calcul a grinzii principale.

Dimensiunea lăţimii secţiunii se evaluează cu relaţia:

$$b_{gp} = \frac{h_{gp}}{2...3} \geq 200mm \qquad (5.51)$$

Dimensiunile secţiunilor de beton armat pentru grinzile principale se rotunjesc la multiplu de 50 mm dacă dimensiunea este mai mică de 800 mm și la multiplu de 100 mm dacă dimensiunea este mai mare de 800 mm.

5.2.2. Schema statică

Schema statică a grinzilor principale este cea de cadru. Legăturile dintre grinzile principale și stâlpi sunt sub formă de încastrare, legături articulate acceptându-se doar la cadrele parter sau la ultimul nivel al cadrelor etajate.

Schemele statice tip cadru pot avea o mare diversitate (fig. 5.15), cu regimuri de înălțime diferite, cu una sau mai multe deschideri, cu deschideri egale sau inegale etc.

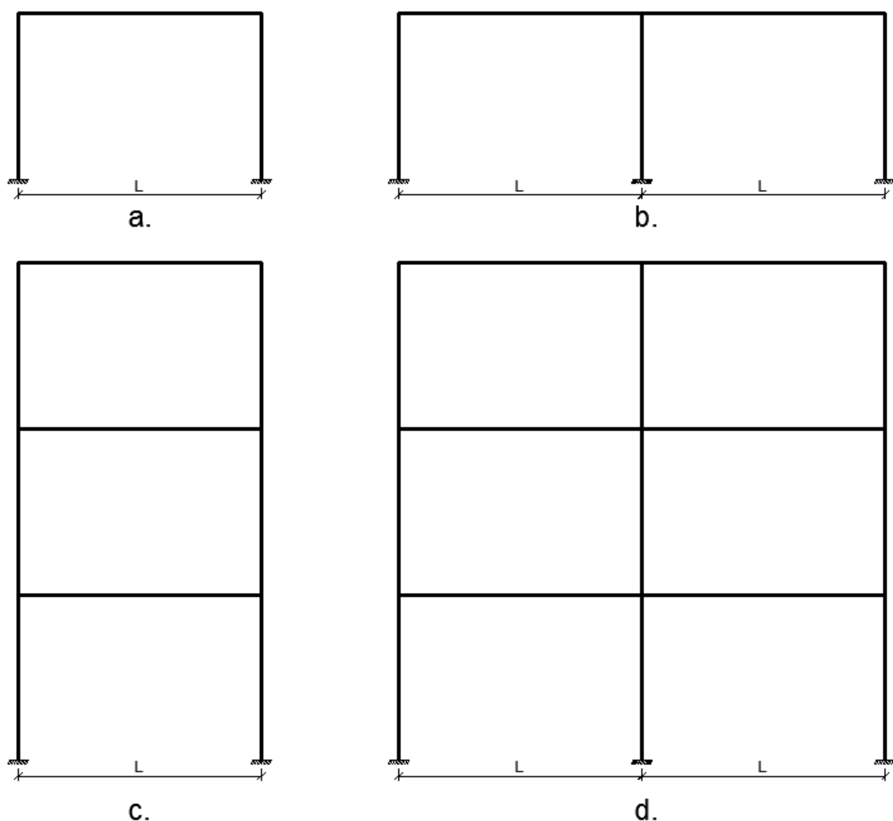


Fig. 5.15 – *Diferite scheme statice pentru grinzile principale*

În cadrul schemei statice se consideră drept deschideri distanţele interax dintre stâlpi.

5.2.3. Stabilirea încărcărilor

Încărcările se împart în două mari categorii: încărcări permanente şi încărcări utile. Toate încărcările vor fi încărcări de calcul (cu coeficienţi parţiali de siguranţă) şi se vor evalua conform informaţiilor prezentate în cadrul capitolului 2.

Distribuţia reală a încărcărilor către grinda principală este prezentată în fig. 5.16 și 5.17 funcție de tipul de planșeu.

Pentru un planșeu fără grinzi secundare, încărcarea de la placă se distribuie la grinzile aferente cu ajutorul metodei bisectoarei (fig. 5.16).

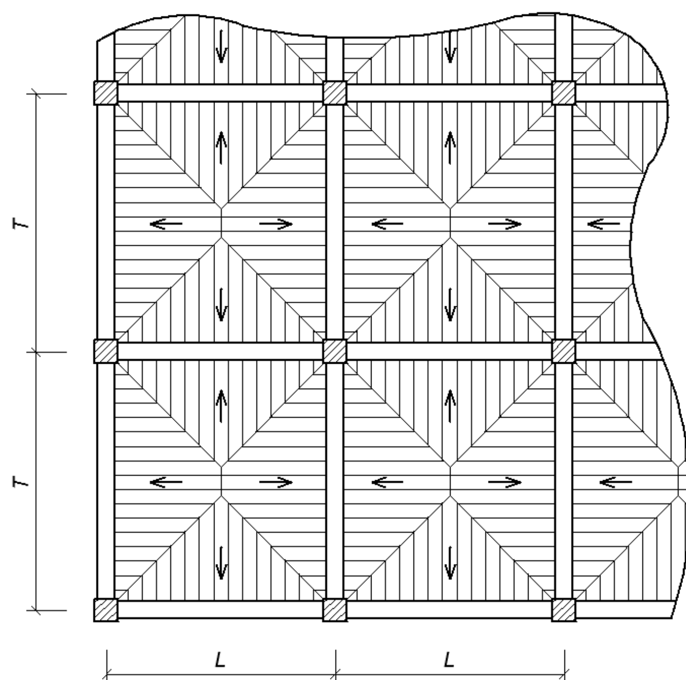


Fig. 5.16 – *Distribuţia încărcărilor pentru un planșeu fără grinzi secundare*

Pentru un planșeu cu grinzi secundare, o mică parte din încărcarea de la placă se distribuie direct la grinzile principale iar marea majoritate a încărcărilor se distribuie de la placă la grinzile secundare iar apoi de la

grinzile secundare încărcarea se transmite concentrat pe grinzile principale (fig. 5.17.a).

În mod simplificat se poate accepta faptul că toată încărcarea se distribuie de la placă la grinzile secundare iar apoi de la grinzile secundare încărcarea se transmite concentrat pe grinzile principale (fig. 5.17.b).

În ambele situații, la încărcările provenite din planșee se adaugă încărcarea din greutatea proprie a grinzii principale care este uniform distribuită. În figura 5.18 este prezentat un exemplu de grindă principală ce preia încărcările de la un planșeu cu grinzi principale și secundare.

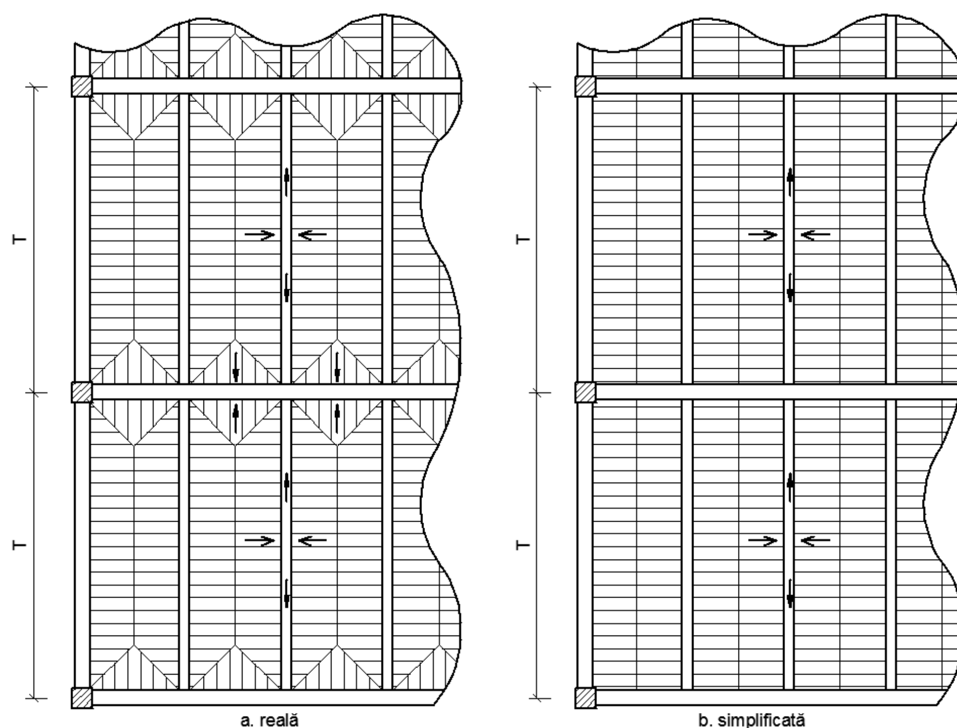


Fig. 5.17 – *Distribuţia încărcărilor pentru un planșeu cu grinzi secundare*

Totodată, va trebui să se țină cont și de faptul că, grinzile principale preiau și solicitările provenite din seism, calculul acțiunii seismice fiind efectuat după Normativul P100-2006.

Solicitările exterioare utile pot apărea în exploatarea curentă în deschideri diverse, putându-se elabora mai multe scheme de încărcare.

Deoarece în procesul de proiectare trebuie considerate cele mai dezavantajoase situaţii de solicitare, pentru calculul eforturilor în diverse secţiuni vor trebui adoptate diferite scheme de încărcare.

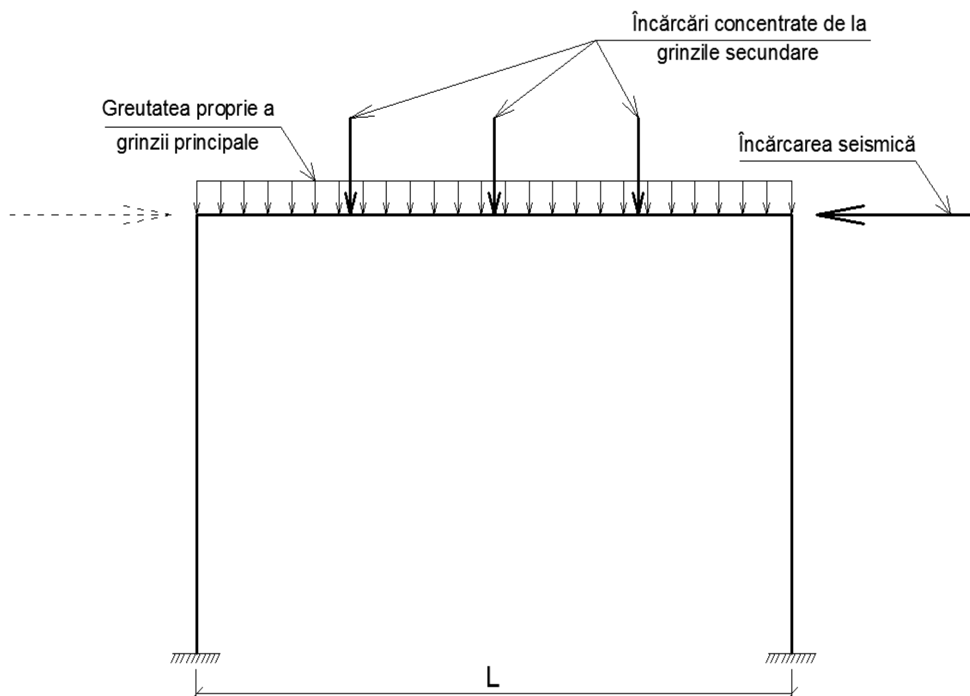


Fig. 5.18 – *Încărcări din planșee cu grinzi secundare*

În urma analizelor efectuate în decursul timpului s-au stabilit cele mai dezavantajoase situaţii de încărcare pentru obţinerea unor eforturi maxime în câmp şi în reazem.

Astfel, pentru obținerea momentelor maxime în câmp, încărcarea utilă va trebui distribuită alternant (în șah) iar pentru obținerea momentelor maxime în reazeme, încărcările utile se vor considera în toate deschiderile.

În cazul în care încărcările utile reprezintă mai puțin de 50% din încărcarea totală pe planșeu, se acceptă să se ia în considerare numai distribuția acestora pe toate deschiderile structurii.

Pentru construcțiile uzuale din beton armat încărcarea din vânt nu se ia în considerare deoarece greutatea proprie mare a structurii conduce la forțe orizontale din seism mult mai mari decât cele din vânt.

5.2.4. Calculul static

Calculul static al cadrelor se face cu ajutorul metodei elementului finit prin intermediul diverselor programe de calcul existente la ora actuală, calculul manual nemaifiind o opțiune viabilă.

Analiza statică și seismică poate fi efectuată în plan sau în spațiu. Ținându-se cont de ușurința cu care se pot modela structurile în programele de generație nouă, se recomandă ca, ori de câte ori este posibil, să se realizeze un calcul spațial.

În urma efectuării calculelor, se vor extrage din program pentru grinda principală analizată momentele maxime rezultate în câmp și în reazem, precum și forța tăietoare maximă. De asemenea, se va verifica dacă în grupările speciale nu apar eforturi de întindere în reazeme la partea inferioară.

În majoritatea situațiilor uzuale întâlnite în practică, momentul maxim în reazem rezultă din gruparea specială iar forța tăietoare maximă și momentul maxim în câmp rezultă din gruparea fundamentală. Aceasta nu este însă o regulă general valabilă, semnalându-se și abateri de la ea (funcție de conformarea geometrică, mărimea încărcărilor verticale, raportul dintre încărcările permanente și încărcările utile și mărimea încărcărilor seismice).

5.2.5. Verificarea secţiunii grinzii principale

Verificarea secţiunii se face comparând dimensiunile stabilite cu aproximaţie la punctul 5.1.1 (în faza de predimensionare), cu cele necesare pe baza solicitărilor calculate la pct. 5.1.4. În acest sens, se va impune un procent optim de armare:

$$p_{opt} = 1{,}0\% \tag{5.52}$$

Apoi, se vor calcula:

$$\xi_{opt} = \frac{p_{opt} \cdot R_a}{100 \cdot R_c} \tag{5.53}$$

$$r = \frac{1}{\sqrt{\xi \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \xi)}} \tag{5.54}$$

unde:

- R_c – rezistenţa la compresiune a betonului;
- R_a – rezistenţa la întindere a armăturii (se vor accepta doar armături profilate pentru armarea longitudinală).

În final, impunând lăţimea secţiunii determinată la punctul 5.2.1, se va calcula înălţimea secţiunii h_{gs}^{nec} cu relaţiile:

$$h_0^{nec} = r \cdot \sqrt{\frac{M_{\max}^R}{b_{gp} \cdot R_c}} \tag{5.55}$$

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \tag{5.56}$$

$$h_{gp}^{nec} = h_0^{nec} + a \tag{5.57}$$

unde:

- M_{max}^R – momentul maxim în reazem determinat la pct. 5.2.4;
- b_{gp} – lăţimea secţiunii, determinată la punctul 5.2.1;
- a – distanţa de la centrul de greutate a armăturii la faţa superioară a betonului;
- a_b – acoperirea cu beton a armăturii conform pct. 1.5;
- ϕ - diametrul armăturii, pentru grinzile principale putându-se adopta valoarea ϕ = 20...25 mm;
- h_{gp}^{nec} – înălţimea necesară a secţiunii grinzii principale pentru preluarea în bune condiții a solicitărilor exterioare.

Dacă între valoarea de la pct. 5.2.1 şi cea determinată cu relaţia (5.57) nu există diferenţe mai mari de 50 mm atunci se va păstra valoarea determinată la pct. 5.2.1. În cazul unor diferenţe mai mari, se va adopta drept grosime a plăcii noua valoare determinată cu ecuaţia (5.57) iar calculele se vor relua de la pct. 5.2.3.

5.2.6. Stabilirea cantităţilor teoretice de armătură

Necesarul de armătură pentru secţiunile din câmp se determină punând condiţia de echilibru între acţiunea exterioară şi reacţiuni, conform figurii 5.7.

Deoarece placa se află la partea superioară a grinzii principale (în zona comprimată), secţiunea de calcul va fi o secţiune de tip **T**. În aceste condiţii, lăţimea grinzii la partea superioară va fi mai mare şi se va calcula cu relaţia:

$$b_p = b_{gp} + 2 \cdot \Delta b \quad (5.58)$$

$$\Delta b = \frac{l_c}{6} \leq \Delta b_{\max} \quad (5.59)$$

unde l_c este distanţa dintre două puncte consecutive de moment nul şi are valorile:

- $l_c = L$, pentru grinzile simplu rezemate
- $l_c = 0{,}8 \cdot L$, pentru grinzile simplu rezemate la un capăt şi încastrate la celălalt capăt
- $l_c = 0{,}5 \cdot L$, pentru grinzile dublu încastrate
- $l_c = 0{,}8 \cdot L$, în deschiderile marginale ale grinzilor continue
- $l_c = 0{,}6 \cdot L$, în deschiderile interioare ale grinzilor continue

În cazul planșeelor monolite cu grinzi secundare, valoarea maximă a lui Δb este dată de relația:

$$\Delta b \leq \frac{l_0}{2} \quad \text{și} \quad \Delta b \geq 6 \cdot h_p \quad (5.60)$$

În cazul planșeelor monolite fără grinzi secundare, valoarea maximă a lui Δb este dată de relația:

$$\Delta b_{\max} = \begin{cases} \frac{l_0}{2}, & \text{dacă } \frac{h_p}{h_{gp}} \geq 0{,}10 \\ 6 \cdot h_p, & \text{dacă } \frac{h_p}{h_{gp}} < 0{,}10 \end{cases} \quad (5.61)$$

În cazul grinzilor independente fără placă continuă între ele, la care talpa comprimată iese în consolă față de inimă, valoarea maximă a lui Δb este dată de relația:

$$\Delta b_{max} = \begin{cases} 6 \cdot h_p \text{ , dacă } \dfrac{h_p}{\mathrm{h_{gp}}} \geq 0{,}10 \\ 3 \cdot h_p \text{ , dacă } 0{,}05 \leq \dfrac{h_p}{\mathrm{h_{gp}}} < 0{,}10 \\ 0 \text{ , dacă } \dfrac{h_p}{\mathrm{h_{gp}}} < 0{,}05 \end{cases} \qquad (5.62)$$

În cazul secţiunilor **T**, trebuie stabilit dacă înălţimea zonei comprimate x depăşeşte sau nu grosimea plăcii h_p. Pentru aceasta, se calculează momentul capabil al plăcii, cu relaţia:

$$M_{cap}^{pl} = b_p \cdot h_p \cdot R_c \cdot \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) \qquad (5.63)$$

unde h_0 se determină cu relaţia (5.65).

Dacă momentul capabil al plăcii este mai mare decât momentul exterior (cazul 1 din fig. 5.19) atunci înălţimea zonei comprimate nu depăşeşte înălţimea plăcii.

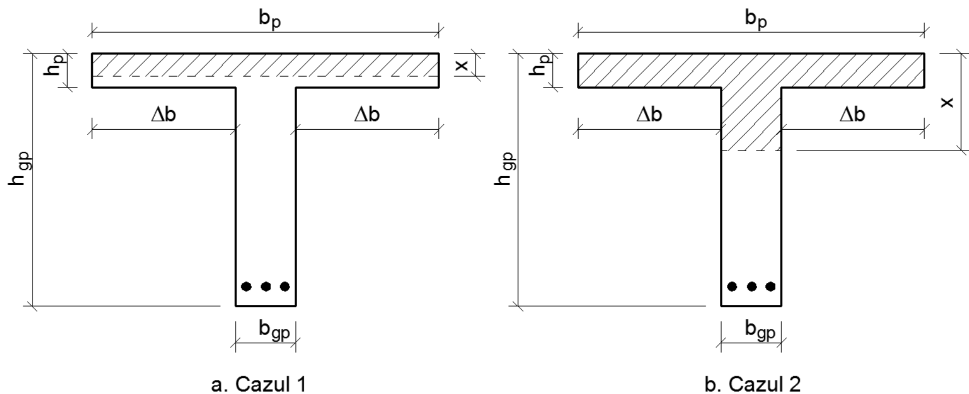


Fig. 5.19 – *Cazuri de solicitare a secţiunii* ***T***

$$M_{cap}^{pl} \geq M_{\max}^{C} \Rightarrow x \leq h_p \qquad (5.64)$$

În acest caz, deoarece se presupune că zona întinsă de beton nu preia nici un fel de eforturi, secţiunea din câmp se calculează similar ca o secţiune dreptunghiulară cu dimensiunile b_p şi h_{gp} (fig. 5.20).

Calculul armăturii necesare în câmp pentru secţiunile T aflate în cazul 1 ($x \leq h_p$) se face cu relaţiile (5.65)....(5.68).

$$h_0 = h_{gp} - a \qquad (5.65)$$

$$B = \frac{M_{\max}^{C}}{b_p \cdot h_0^2 \cdot R_c} \qquad (5.66)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \qquad (5.67)$$

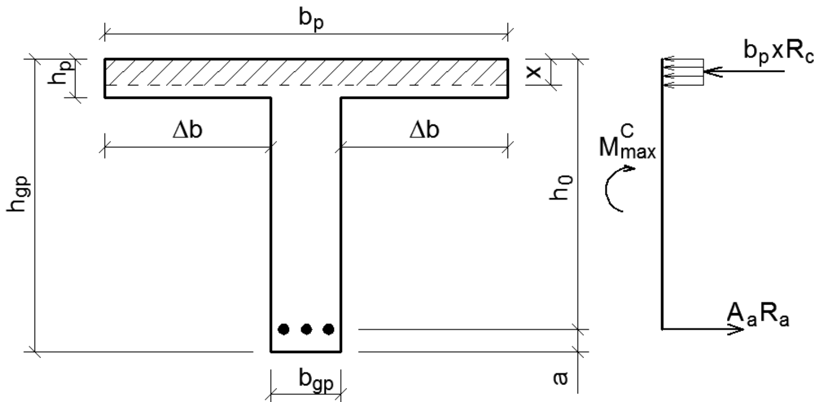


Fig. 5.20 – *Calculul armăturilor în câmp – cazul 1*

$$A_a^{nec} = \xi \cdot b_p \cdot h_0 \cdot \frac{R_c}{R_a} \qquad (5.68)$$

unde:

- h_0 – distanţa de la faţa superioară a betonului la centrul de greutate al armăturii;
- b_p – lăţimea activă a plăcii calculată cu relaţia (5.58);

- a – distanţa de la centrul de greutate a armăturii la faţa inferioară a betonului, determinată cu relaţia (5.56);
- ξ – înălţimea relativă a zonei comprimate, cu valoarea $\xi = x/h_0$;
- B – coeficient adimensional cu valoarea $B = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)$;
- A_a^{nec} – cantitatea necesară de armătură.

În cazul în care momentul capabil al plăcii este mai mic decât momentul exterior, înălţimea zonei comprimate x va depăşi placa (cazul 2 din fig. 5.19).

$$M_{cap}^{pl} < M_{max}^{C} \Rightarrow x > h_p \quad (5.69)$$

În aceste condiţii, problema se împarte în alte două sub-probleme ca în figura 5.21. Se calculează momentele exterioare aferente celor două sub-probleme:

$$M_1 = (b_p - b_{gp}) \cdot h_p \cdot R_c \cdot \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) \quad (5.70)$$

$$M_2 = M_{max}^{C} - M_1 \quad (5.71)$$

Calculul armăturii pentru prima sub-problemă se face cu relaţia:

$$A_{a1} = \frac{M_1}{\left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) \cdot R_a} \quad (5.72)$$

Calculul armăturii pentru a doua sub-problemă se face cu relaţiile:

$$B = \frac{M_2}{b_{gp} \cdot h_0^2 \cdot R_c} \quad (5.73)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \quad (5.74)$$

$$A_{a2} = \xi \cdot b_{gp} \cdot h_0 \cdot \frac{R_c}{R_a} \quad (5.75)$$

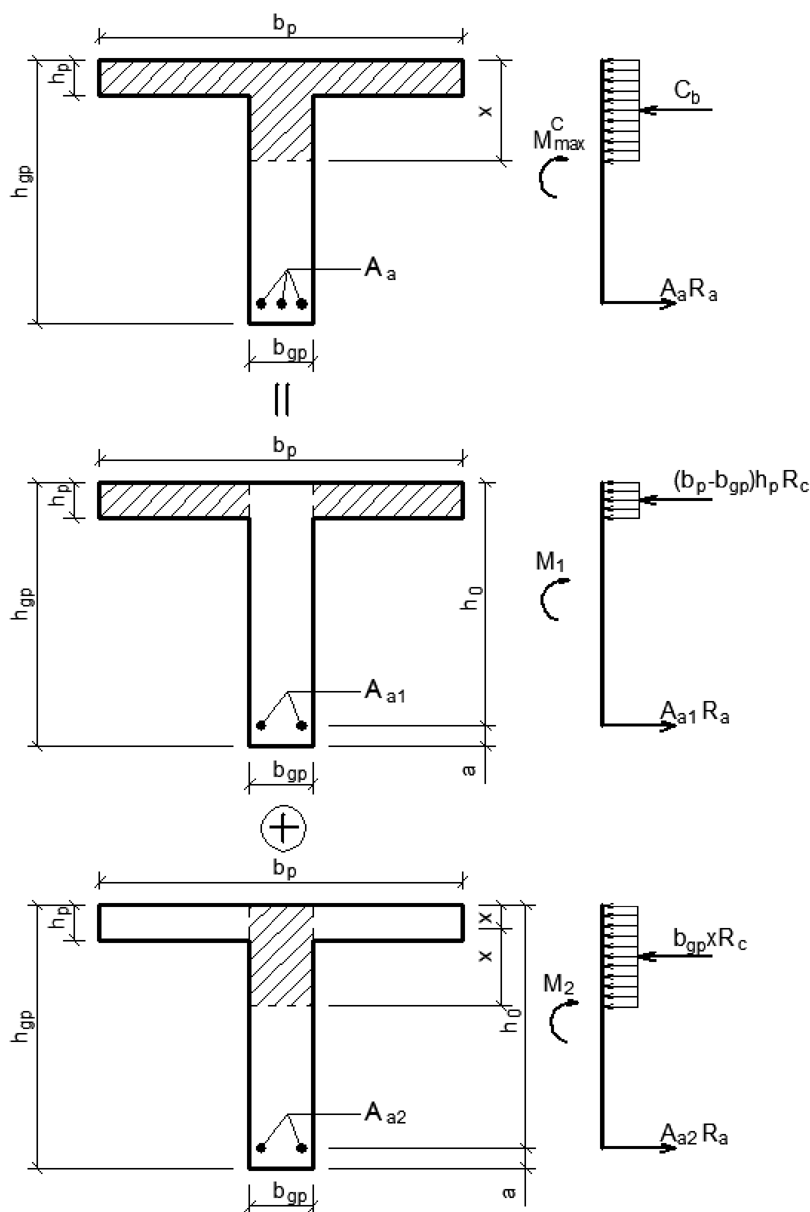


Fig. 5.21 – *Calculul armăturilor în câmp – cazul 2*

În final se găseşte cantitatea necesară de armătură în câmp pentru secţiunile T aflate în cazul 2 ($x > h_p$) cu relaţia:

$$A_a^{nec} = A_{a1} + A_{a2} \tag{5.76}$$

Calculul armăturilor în secţiunile de reazem diferă de cel efectuat în secţiunile de câmp deoarece placa este în zona întinsă şi nu se mai poate conta pe aportul acesteia (fig. 5.22).

În acest caz, secţiunile de reazem se calculează ca secţiuni dreptunghiulare, cu dimensiunile b_{gp} şi h_{gp}.

Şi în acest caz necesarul de armătură se determină punând condiţia de echilibru între acţiunea exterioară şi reacţiuni, conform figurii 5.22.

Calculul armăturii necesare în reazem se face cu relaţiile (5.77)....(5.79).

$$B = \frac{M_{max}^{R}}{b_{gp} \cdot h_0^2 \cdot R_c} \tag{5.77}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B} \leq 0,25 \tag{5.78}$$

În cazul în care valoare lui ξ calculată cu ecuația (5.78) nu este mai mare decât 0,25 cantitatea de armătură se calculează cu relația:

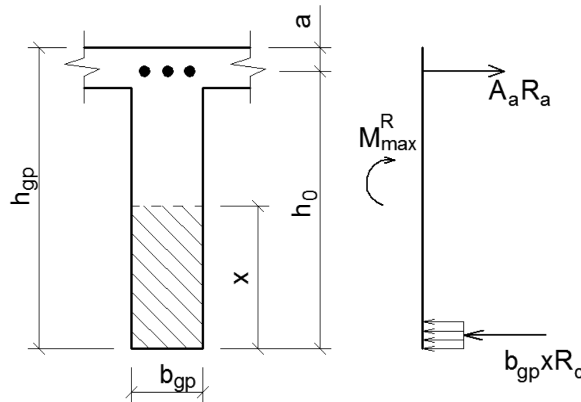


Fig. 5.22 – *Calculul armăturilor în reazem*

$$A_a = \xi \cdot b_{gp} \cdot h_0 \cdot \frac{R_c}{R_a} \tag{5.79}$$

În cazul în care valoare lui ξ calculată cu ecuația (5.78) este mai mare decât 0,25 este necesară armarea dublă a secțiunii.

Pentru aceasta se calculează armătura necesară în zona comprimată cu relația:

$$A_a^{'} = \frac{M_{max}^{R} - 0,21875 \cdot b_{gp} \cdot h_0^2 \cdot R_c}{\left(h_0 - a^{'}\right) \cdot R_a} \tag{5.80}$$

unde:

- *a'* – distanţa de la faţa inferioară a betonului la centrul de greutate al armăturii; se poate considera *a'* = *a*.

Cantitatea de armătură din zona întinsă se calculează cu relația:

$$A_a = 0,25 \cdot b_{gp} \cdot h_0 \cdot \frac{R_c}{R_a} + A_a^{'} \tag{5.81}$$

Pentru calculul armăturii din zona întinsă a reazemului se va folosi cantitatea de armătură $A_a^{'}$ teoretică, determinată cu relația (5.80). Cantitatea efectivă de armătură din zona comprimată nu va fi mai mică decât jumătate din armătura dispusă în zona întinsă.

În cazul în care din gruparea specială rezultă zone întinse la partea inferioară în reazem, calculul armăturilor în reazem la partea inferioară se va face similar cu dimensionarea armăturilor din câmp dar lățimea activă b_p în acest caz va fi:

- egală cu lățimea stâlpului aferent ($b_p = b_{st}$) pentru grinzi principale marginale și planșee fără grinzi secundare;
- egală cu lățimea stâlpului aferent plus patru grosimi de placă ($b_p = b_{st} + 4 \cdot h_p$) pentru grinzi principale marginale și planșee cu grinzi secundare;
- egală cu lățimea stâlpului aferent plus patru lățimi de placă ($b_p = b_{st} + 4 \cdot h_p$) pentru grinzi principale centrale și planșee fără grinzi secundare;
- egală cu lățimea stâlpului aferent plus opt grosimi de placă ($b_p = b_{st} + 8 \cdot h_p$) pentru grinzi principale centrale și planșee cu grinzi secundare.

Cantităţile necesare de armătură vor sta la baza determinării diametrului şi a numărului efectiv de bare.

5.2.7. Elaborarea schiţei de armare

Schiţa de armare presupune stabilirea diametrelor şi a numărului de bare, precum şi precizarea modului de dispunere a acestora pe secţiune.

Pentru stabilirea efectivelor de armătură vor trebui respectate următoarele reguli de armare:

- numărul minim de bare: 2 ;
- diametrul minim al barelor: 14 mm;
- la partea superioară și inferioară se prevăd pe toată deschiderea cel puțin două bare profilate cu diametrul minim ϕ14;
- cel puțin un sfert din armătura maximă de la partea superioară a grinzilor se prevede continuă pe toată lungimea grinzii;
- distanţa liberă minimă între bare la partea inferioară trebuie să fie egală cu diametrul barelor dar nu mai puţin de 25 mm;
- distanţa liberă minimă între bare la partea superioară trebuie să fie egală cu diametrul barelor dar nu mai puţin de 30 mm; unul din spaţiile de la partea superioară (de preferinţă în axul grinzii) se va majora la cel puţin 50 mm pentru a permite introducerea pervibratorului;
- distanţa maximă între axele barelor: 200 mm;
- se recomandă ca barele să fie dispuse pe maxim două rânduri; în cazurile speciale când sunt necesare şi armături pe al treilea rând, aceste ase dispun la distanţe duble faţă de cele admise pentru primele două rânduri;
- se recomandă ca diferențele între diametrul maxim și cel minim utilizate în aceeași secțiune să nu depășească 5 mm;
- în zonele plastice potențiale de la capetele grinzilor, cel puțin jumătate din secțiunea de armătură întinsă se prevede și în zona comprimată;
- procentul de armare longitudinală a armăturii din zona întinsă va satisface relația:

$$p_{ef}^{R} \geq 0,50 \cdot \frac{R_{tm}}{R_{ak}} \cdot 100 \tag{5.82}$$

unde R_{tm} reprezintă rezistența medie la întindere a betonului iar R_{ak} reprezintă rezistența caracteristică la întindere a armăturii;

- în cazul în care se folosesc bare înclinate, acestea se vor dispune sub un unghi de 45^0 şi vor trebui să aibă la extremitate o porţiune dreaptă de lungime egală cu cel puţin *10d* în zonele comprimate şi cel puţin *20d* în zonele în care pot apărea şi eforturi de întindere; nu se admite folosirea de armături înclinate sub formă de bare flotante, ca în fig. 5.23;

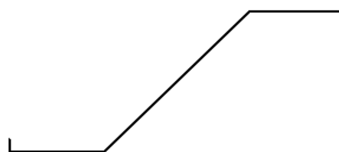


Fig. 5.23 – *Bară flotantă*

- la toate categoriile de grinzi la care se prevăd şi bare înclinate, cel puţin o treime din armăturile din câmp se menţin drepte până la reazeme şi se ancorează dincolo de reazeme, ca bare solicitate la întindere, dacă nu intervin alte condiţii care să dicteze necesitatea menţinerii unui număr mai mare de bare drepte până la reazem;
- pentru stabilirea secţiunilor de la care armăturile longitudinale por fi întrerupte sau înclinate, se stabileşte într-o primă fază secţiunea în care bara de armătură este integral necesară sin dimensionarea la moment încovoietor (secţiunea de moment maxim din înfăşurătoare); această secţiune se prelungeşte cu distanţa h/2 pentru a asigura şi preluarea momentelor încovoietoare în secţiunile înclinate (secţiunea I-I din fig. 5.24.a); se va defini câte o secţiune I-I pentru fiecare secţiune din câmp şi din reazem calculată (secţiunile de moment maxim);
    - o bară longitudinală ce trebuie să preia solicitări rezultate din acţiunea momentului încovoietor poate fi întreruptă dincolo de secţiunea I-I la o distanţă minimă l ce trebuie să respecte condiţiile:

$$l \geq l_a \tag{5.83}$$

unde l_a este lungimea de ancorare a barei conform pct. 1.4;

$$l \geq l_{I...\text{II}} \qquad (5.84)$$

unde $l_{I...II}$ este lungimea barei dintre secţiunea de solicitare maximă I-I şi secţiunea la care bara nu mai este necesară din calcul II-II;

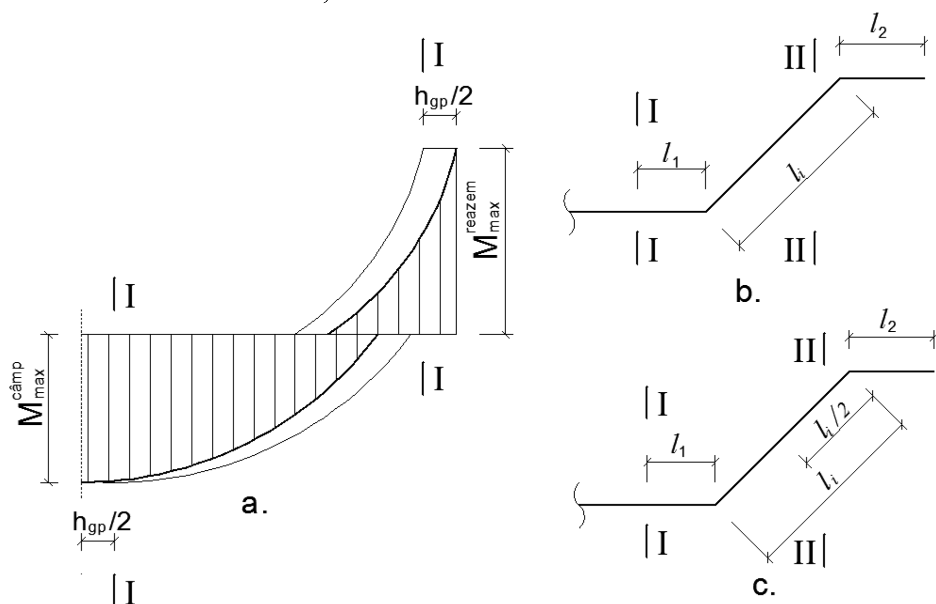


Fig. 5.24 – *Întreruperea barelor longitudinale*

- pentru o bară înclinată ce trebuie să preia solicitări rezultate din acţiunea momentului încovoietor, înclinarea poate să înceapă din secţiunea I-I dar efortul se consideră că descreşte până la zero pe lungimea înclinată l_i a părţii înclinate; în aceste condiţii, extremitatea barei înclinate trebuie să treacă dincolo de secţiunea II-II (fig. 5.24.b); în plus, se pune condiţia ca lungimea barei măsurată de la secţiunea I-I până la capătul liber să fie mai mare decât lungimea de ancorare l_a;

$$l_1 \geq 0$$
$$l_1 + l_i \geq l_{I...II} \qquad (5.85)$$
$$l = l_1 + l_i + l_2 \geq l_a$$

- pentru o bară înclinată ce trebuie să preia solicitări rezultate atât din acţiunea momentului încovoietor, cât şi din acţiunea forţei tăietoare, se vor respecta toate condiţiile punctului anterior şi, în plus, se va respecta condiţia:

$$\frac{l_i}{2} + l_2 \geq l_a \qquad (5.86)$$

- la grinzile la care barele înclinate se dispun în principal pentru preluarea forţei tăietoare, prima secţiune de înclinare începând de la reazem trebuie dispusă la cel mult 50 mm distanţă de la marginea reazemului; distanţele până la următoarele secţiuni de înclinare se stabilesc pe baza verificării la forţă tăietoare, respectând condiţia ca orice fisură înclinată să intersecteze armăturile transversale necesare pentru preluarea forţei tăietoare în secţiunea respectivă; se recomandă ca distanţa între prima şi a doua secţiune de înclinare, începând de la reazem, să nu fie mai mare decât înălţimea grinzii;
- în porţiunile la care grinzile nu necesită armături de rezistenţă la partea superioară, se prevăd armături de montaj, câte o bară la fiecare colţ de etrier;
- la grinzile cu înălţimea mai mare de 700 mm, pe feţele laterale ale acestora de prevăd armături de montaj intermediare, la distanţe de cel mult 400 mm pe înălţimea grinzii, legate între ele prin agrafe transversale, dispuse din doi în doi etrieri; diametrele minime admise pentru barele longitudinale de montaj sunt precizate în tabelul 5.2. cu precizarea că acestea nu vor fi mai mici decât diametrul etrierilor sau al barelor transversale în cazul carcaselor sudate;
- se vor respecta procentele minime de armare prevăzute la pct. 1.3.

Se face precizarea că schiţa de armare poate fi realizată cu bare înclinate (ca în fig. 5.25) sau fără bare înclinate (ca în fig. 5.26).

În cazul utilizării barelor înclinate pentru preluarea forţei tăietoare (fig. 5.25), primele bare ce se coboară de pe reazem nu pot prelua momente încovoietoare deoarece nu respectă a doua ecuaţie (5.85).

Tabelul 5.2 – *Diametrele minime ale armăturilor de montaj*

Poziţia armăturilor	Carcase legate executate din oţel tip		Carcase sudate
	PC52, PC60	OB37	
	Diametre minime ale armăturilor longitudinale de montaj [mm]		
La partea superioară	8	10 (8)	6 (5)
Pe feţele laterale	6	8	5

Notă: valorile din paranteze sunt date pentru grinzile prefabricate.

Astfel, marca 2 nu poate prelua momentul negativ ce apare pe reazemul B-stânga deoarece coboară prea repede iar secţiunea II-II (în care bara nu mai este necesară) este mai depărtată decât capătul inferior al părţii înclinate. În aceste condiţii, în reazemul B-stânga poate prelua moment marca 3 plus mărcile 4 şi 7.

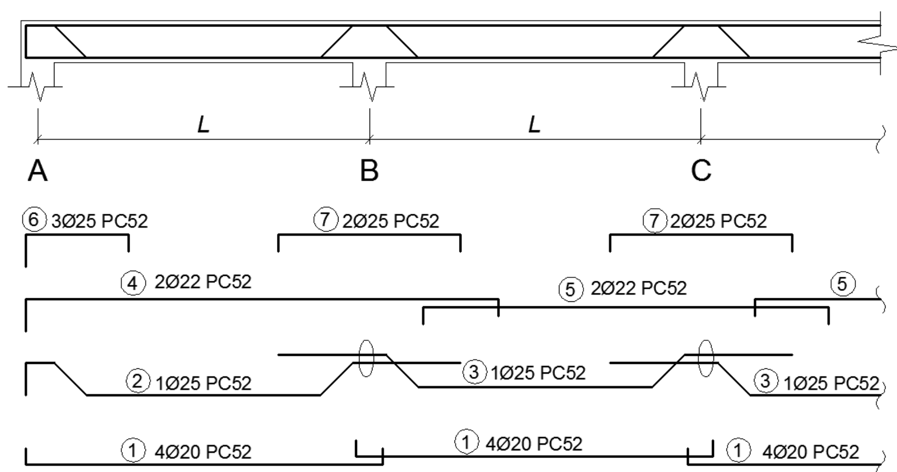


Fig. 5.25 – *Schiţa de armare cu bare înclinate*

În mod similar, în reazemul B-dreapta, marca 3 nu poate prelua momentele de pe reazem, barele care pot prelua moment fiind mărcile 2, 4 şi 7. Se poate observa faptul că mărcile 2 şi 3 lucrează practic ca o singura bară (una preluând momentele în partea dreaptă a reazemului iar cealaltă în partea stângă). Dacă barele au diametru diferit, se va considera o bară

echivalentă avânt cel mai mic diametru dintre cele două diametre ale barelor.

O discuţie similară poate fi prezentată în reazemul C unde cele două bare marca 3 lucrează practic ca o singură bară ϕ25.

În aceste condiţii, deoarece barele înclinate contribuie la preluare efectivă a momentelor din reazeme, va putea fi redusă cantitatea de armătură a mărcii 7.

Comparativ cu grinzile secundare, numărul efectiv de bare înclinate este mai redus la grinzile principale deoarece jumătate din armătura din reazem de la partea superioară trebuie prevăzută și la partea inferioară.

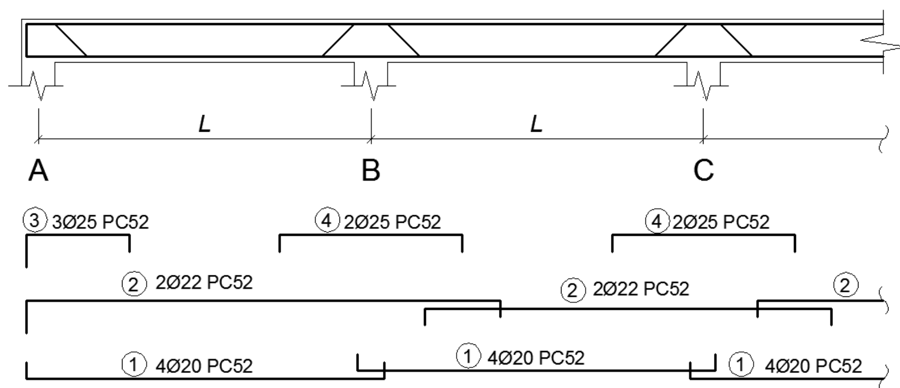


Fig. 5.26 – Schiţa de armare fără bare înclinate

Datorită acestei prevederi, la o bună parte din grinzile principale nu pot fi prevăzute bare înclinate deoarece momentele din reazem sunt aproximativ de două ori mai mare decât cele din câmp.

5.2.8. Calculul armăturilor transversale

Armăturile transversale (etrierii) sunt prevăzuţi alături de barele înclinate pentru preluarea forţei tăietoare.

În cazul în care se utilizează bare înclinate, se vor stabili mai multe secţiuni de calcul astfel ca fisura apărută în fiecare secţiune să cuprindă toate variantele de intersectare a barelor înclinate (fig. 5.27).

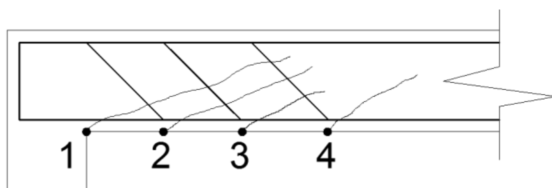


Fig. 5.27 – Secţiuni de calcul la forţă tăietoare

Astfel, o primă fisură apărută în secţiunea 1 va intersecta toate barele înclinate. O a doua fisură posibilă care pleacă din secţiunea 2 nu va intersecta prima bară. Se va continua generarea secţiunilor până când se va ajunge la o secţiune care nu va mai intersecta nici o bară înclinată.

Practic, numărul necesar de secţiuni pentru calculul la forţă tăietoare într-un reazem este mai mare cu unu fată de numărul de bare înclinate.

Distanţele dintre secţiunile 1-2 şi 2-3 pot fi considerate în mod uzual egale cu înălţimea grinzii h_{gp} iar distanţa între secţiunile 3-4 poate fi considerată $1,5 \cdot h_{gp}$.

Calculul etrierilor se va efectua succesiv în toate secţiunile considerate, urmând a se adopta cea mai mare valoare dintre toate cele rezultate.

Forța tăietoare de proiectare pentru grinzile principale în gruparea specială se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcările verticale corespunzătoare grupării speciale și a momentelor de acțiune la capetele grinzii corespunzătoare fiecărui sens de acțiune a sarcinii seismice ce conduce la formarea articulațiilor plastice în nod. Relația de calcul a forței tăietoare este:

$$T_{\max} = \frac{M_{db,1} + M_{db,2}}{L} + \frac{(g + 0,4 \cdot p) \cdot L}{2} \tag{5.87}$$

unde:

- T_{max} – valoarea forței tăietoare asociată mecanismului de plastifiere;
- $M_{db,i}$ – momentul maxim ce se dezvoltă la cele două extremități, calculat cu relația (5.88);
- g – suma tuturor încărcărilor permanente – valori normate;
- p – încărcarea utilă – valoare normată;

- L – deschiderea de calcul.

Momentele maxime de la extremitățile grinzii se calculează cu relația:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}}\right) \quad (5.88)$$

unde:

- γ_{Rd} –factor de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului cu valoarea de 1,2;
- $M_{Rb,i}$ – momentul capabil de la extremitatea i a grinzii;
- ΣM_{Rc} – suma momentelor capabile a stâlpilor care intră în nod;
- ΣM_{Rb} – suma momentelor capabile a grinzilor care intră în nod.

Determinarea momentelor capabile pentru elementele ce intersectează nodul se va face conform prevederilor din capitolul 7.

Dacă forța tăietoare din gruparea fundamentală este mai mare decât forța tăietoare din gruparea specială calculată cu relația (5.87) atunci se va considera drept forță tăietoare finală de calcul T_{max} forța tăietoare maximă obținută în gruparea fundamentală. În caz contrar, se va păstra valoarea calculată cu ecuația (5.87).

Cunoscând forța tăietoare finală în reazem T_{max} se pot determina cu ușurință valorile forțelor tăietoare în secțiunile de calcul considerate în figura 5.27.

Pentru a verifica dacă secţiunea de beton adoptată este capabilă să preia forţa tăietoare maximă, se calculează nivelul de solicitare la forţă tăietoare cu relaţia:

$$\overline{Q} = \frac{T_{\max}}{b_{gp} \cdot h_0 \cdot R_t} \quad (5.89)$$

unde:

- $\bar{Q}$ – nivelul de solicitare al secțiunii la forță tăietoare;
- T_{max} – forţa tăietoare exterioară maximă;
- R_t – rezistenţa de calcul la întindere a betonului.

Funcție de mărimea nivelului de solicitare se vor lua următoarele decizii:

a) dacă $\bar{Q} \leq 0{,}5$, calculul la forţă tăietoare nu este necesar, etrierii dispunându-se pe criterii constructive;

b) dacă $0{,}5 < \bar{Q} \leq 2$, calculul la forţă tăietoare este necesar, etrierii fiind dimensionați pe baza relațiilor prezentate în continuare;
c) dacă $\bar{Q} > 2$, secțiunea de beton este incapabilă să preia solicitările din forță tăietoare fiind necesară o mărire a acesteia și refacerea calculelor.

Rezistența de calcul la întindere a betonului se afectează cu un coeficient al condițiilor de lucru m_t cu valoarea:

- $m_t = 1$, dacă $\bar{Q} < 1{,}0$;
- $m_t = \dfrac{3-\bar{Q}}{2} \leq 1$, dacă $1{,}0 \leq \bar{Q} \leq 2$.

Rezistența finală de calcul la întindere a betonului se calculează cu relația:

$$R_{t,red} = m_t \cdot R_t \tag{5.90}$$

În cazul b) pentru calculul etrierilor se va evalua într-o primă fază forţa tăietoare ce trebuie preluată de etrieri şi beton în secțiunea i cu relaţia:

$$Q_{eb}^{nec} = T_i - \sum A_{aî} \cdot R_a \cdot \sin\alpha \tag{5.91}$$

unde:

- Q_{eb}^{nec} – forţa tăietoare ce trebuie preluată de etrieri şi beton;
- T_i – forţa tăietoare exterioară, în secţiunea i;
- $\Sigma A_{aî}$ – suma tuturor barelor înclinate intersectate de fisura ce pleacă din secţiunea i;
- R_a – rezistenţa de calcul a armăturilor longitudinale;
- α – unghiul armăturii înclinate cu orizontala (uzual 45^0).

Dacă nu se folosesc bare înclinate, forța tăietoare ce trebuie preluată de etrieri şi beton Q_{eb}^{nec} va fi practic egală cu forța tăietoare maximă T_{max}.

Se determină procentul de armare din zona întinsă în dreptul fisurii înclinate cu relația:

$$p = \frac{A_{ai}}{b_{gp} \cdot h_0} \cdot 100 \tag{5.92}$$

unde:

- A_{ai} – suma tuturor barelor de armătură longitudinale (exclusiv barele înclinate) din zona întinsă ce intersectează fisura.

Deoarece ultimul etrier intersectat de fisură poate să nu preia în bune condiții forța tăietoare, aportul acestuia la capacitatea portantă a elementului se ignoră. Practic, reducerea capacității portante cu ceea ce poate prelua ultimul etrier este echivalentă cu mărirea forței tăietoare necesare cu exact aceeași valoare.

Pentru continuarea calculelor este necesar să se impună un diametru pentru etrieri. Uzual se stabilește într-o primă fază cel mai mic diametru acceptat pentru etrieri. Diametrul minim pentru etrieri este cea mai mare din valorile:

- ¼ din diametrul maxim al armăturilor longitudinale dar nu mai puțin de 6 mm;
- 6 mm pentru grinzile cu $h \le 800$ mm;
- 8 mm pentru grinzile cu $h > 800$ mm.

De asemenea se vor impune pentru început etrieri simpli cu două ramuri ($n_e = 2$) dacă lățimea grinzii nu depășește 400 mm . La grinzi cu lățimea peste 400 mm se prevăd obligatoriu etrieri cu minim patru ramuri.

În continuare se va determina forţa tăietoare preluată de etrieri pe unitatea de lungime, cu relaţia:

$$q_e = \frac{\left(Q_{eb}^{nec} + A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at}\right)}{4 \cdot b_{gp} \cdot h_0^2 \cdot R_{t,red} \cdot \sqrt{p}} \qquad (5.93)$$

unde:

- A_{et} – suma ariilor tuturor ramurilor de etrier intersectate de fisură:

$$A_{et} = n_e \cdot A_e \qquad (5.94)$$

unde:

  - n_e – numărul de ramuri ce intersectează fisura;
  - A_e – aria unei ramuri (bare) de etrier;

- m_{at} – coeficient al condițiilor de lucru pentru oțel cu valoarea:
  - 0,8 pentru armături din oțel laminat (OB37, PC52, PC60);

- 0,7 pentru armături din sârme trase (STNB, STPB);

- R_{at} – rezistenţa de calcul la întindere a armăturii transversale;
- $R_{t,red}$ – rezistenţa de calcul la întindere a betonului, conform relației (5.90);
- p - procentul de armare din zona întinsă în dreptul fisurii înclinate, conform relației (5.92).

Pentru verificarea valorii q_e determinată cu relația (5.93) se va calcula raportul:

$$\frac{s_i}{h_0} = \sqrt{\frac{b_{gp} \cdot R_{t,red} \cdot \sqrt{p}}{q_e}} \tag{5.95}$$

Dacă raportul $s_i / h_0 \leq 2,5$ valoarea lui q_e determinată cu ecuația (5.93) este corectă și se poate trece la pasul următor.

Dacă raportul $s_i / h_0 > 2,5$ se va recalcula valoarea lui q_e cu relația:

$$q_e = \frac{Q_{eb}^{nec} + A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at} - \dfrac{b_{gp} \cdot h_0 \cdot R_{t,red} \cdot \sqrt{p}}{2,5}}{2,5 \cdot h_0} \tag{5.96}$$

În final se va calcul distanța dintre etrieri cu relația:

$$a_e = \frac{A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at}}{q_e} \tag{5.97}$$

unde:

- a_e – distanța dintre doi etrieri consecutivi.

Funcție de valoarea distanței dintre etrieri rezultată, pot exista trei situații distincte:

a) dacă distanța dintre etrieri $a_e \geq a_{e,max}$ se va păstra diametrul de etrier ales și se va impune $a_e = a_{e,max}$; $a_{e,max}$ se va determina cu relația:

$$a_{e,\max} = \min\left(\frac{h_{gp}}{4}, 150mm, 7 \cdot \phi_{long.}^{\min}\right) \qquad (5.98)$$

unde $\phi_{long.}^{\min}$ este diametrul minim al armăturilor longitudinale;

b) dacă 100 mm ≤ a_e ≤ $a_{e,max}$ se va păstra diametrul de etrier ales și se va impune o valoare a_e multiplu de 50 mm imediat inferioară celei rezultate cu ecuația (5.97); de ex. dacă s-a obținut valoarea a_e = 127 mm cu ecuația (5.97), se va impune în final a_e = 100 mm;

c) dacă a_e < 100 mm diametrul ales pentru etrieri este prea mic; în aceste condiții se va mări diametrul etrierilor și se vor relua calculele de la ecuația (5.93); dacă se ajunge la un diametru ϕ12 iar a_e < 100 mm se pot adopta etrieri dubli cu patru ramuri (n_e = 4) sau, în cazul în care inițial s-a utilizat pentru etrieri un oțel de tip OB37, se pot face etrierii din oțel PC52.

După finalizarea calculului și obținerea rezultatelor finale, se va calcula procentul de armare transversală cu relația:

$$p_e = \frac{A_{et}}{a_e \cdot b_{gp}} \cdot 100 \qquad (5.99)$$

Dacă procentul de armare transversală p_e < 0,2%, se va mixșora distanța dintre etrieri sau se va mări diametrul etrierilor astfel ca procentul de armare transversală să fie mai mare de 0,2%.

În cazul unor încărcări concentrate provenite de la grinzile secundare vor fi prevăzute bare înclinate suplimentare sub fiecare grindă secundară, pentru preluarea în bune condiții a forțelor tăietoare.

Dispunerea etrierilor se va face în funcție de diagrama de forță tăietoare dar în mod obligatoriu se vor prevedea etrieri îndesiți pe zonele critice (disipative) ale grinzii principale.

Zonele critice cu rol de disipare a energiei seismice sunt:

- zonele de la extremitățile stâlpilor cu lungimea $l_{cr} = 1{,}5 \cdot h_{gp}$;

- zonele cu lungimea l_{cr} = 1,5·h_{gp} situate de o parte și de alta a secțiunii din câmp unde poate interveni curgerea armăturii în cazul grupării speciale de încărcare.

Distanța maximă între etrieri în afara zonelor critice la grinzile principale se va limita la 200 mm.

5.3. Proiectarea grinzilor de rigidizare

Proiectarea grinzilor de rigidizare este similară cu cea a grinzilor principale (prezentată la pct. 5.2) cu mențiunea că încărcările verticale sunt foarte reduse în cazul grinzilor de rigidizare. În aceste condiții, momentul în câmp este foarte mic iar armarea în câmp va fi în mod uzual prevăzută din considerente constructive.

De asemenea, în cazul grinzilor de rigidizare vor exista momente pozitive pe reazeme (zona întinsă fiind la partea inferioară) fiind necesar un calcul al armăturilor întinse de la partea inferioară în reazem.

Deoarece forțele tăietoare sunt mici, nu se prevăd bare înclinate la grinzile de rigidizare.

6. PROIECTAREA STÂLPILOR DIN BETON ARMAT

Stâlpii din beton armat sunt elemente liniare, plasate în poziţie verticală care preiau încărcările de la elementele structurale orizontale şi le transmit mai departe fundaţiilor.

Secțiunea stâlpilor poate avea diverse forme, cele mai uzuale fiind cele dreptunghiulare, circulare, inelare și secțiuni în forma de **L**, **T**, și **+** pentru stâlpii lamelari.

6.1. Proiectarea stâlpilor rectangulari

6.1.1. Predimensionare

Stâlpii sunt solicitaţi la compresiune excentrică (forță axială şi moment încovoietor) dar, în faza de predimensionare nu sunt cunoscute valorile momentelor încovoietoare. Mai mult, stâlpii nu prezintă noţiunea de deschidere similar grinzilor, momentul încovoietor provenind din efectul de cadru, astfel că nu se poate face o predimensionare corectă doar pe baza unor caracteristici geometrice.

Din aceste considerente, predimensionarea stâlpilor se face funcţie de forţa axială care acţionează asupra acestora. Acest lucru presupune şi o evaluare a încărcărilor în această fază, dar acest lucru este necesar pentru o bună evaluare a dimensiunilor secţionale ale stâlpilor.

Aria secţiunii stâlpilor poate fi determinată cu relaţia:

$$A_{st} = \frac{N}{n_s \cdot R_c}, \qquad (6.1)$$

unde N reprezintă forţa axială ce acţionează asupra secţiunii evaluate, R_c este rezistenţa la compresiune a betonului iar n_s este un coeficient subunitar care ţine cont de faptul că stâlpii sunt solicitaţi şi la moment încovoietor şi care are valoarea cuprinsă între 0,20...0,50.

Valorile lui n_s sunt mai reduse la etajele superioare, comparative cu etajele inferioare, şi de asemenea, sunt mai reduse la stâlpii marginali, comparativ cu cele de la stâlpii centrali. Pentru structuri curente, n_s poate avea următoarele valori:

- n_s = 0,5 pentru stâlpii centrali ai etajelor superioare;
- n_s = 0,3 pentru stâlpii marginali ai etajelor superioare și pentru stâlpii centrali ai etajelor inferioare;
- n_s = 0,2 pentru stâlpii marginali ai etajelor inferioare.

Odată cunoscută aria secţiunii de beton, se pot stabili dimensiunile laturilor pentru stâlpii rectangulari. Pentru aceasta se impune una din laturi și se calculează cealaltă latură cunoscându-se aria.

La stabilirea dimensiunilor laturilor stâlpilor rectangulari trebuie să se ţină cont de distribuţia momentelor încovoietoare pe cele două direcţii ortogonale ale structurii, respectându-se relaţia:

$$\frac{h_{st}}{b_{st}} \leq 2{,}5 \qquad (6.2)$$

unde b_{st} şi h_{st} sunt lăţimea şi, respectiv, înălţimea secţiunii stâlpului. În situaţiile uzuale raportul laturilor stâlpilor se recomandă să nu depășească valoarea de 1,5.

Se face observaţia că dimensiunea minimă a secţiunii stâlpilor din beton armat este de 300 mm şi că dimensiunile determinate în faza de predimensionare vor fi rotunjite la un multiplu de 50 mm dacă ele sunt mai mici de 800 mm și la multiplu de 100 mm dacă dimensiunile secțiunii sunt mai mari de 800 mm.

6.1.2. Schema statică

Schema statică pentru calculul stâlpilor este cea de cadru. Legăturile dintre grinzile principale și stâlpi se vor considera a fi încastrate, legături articulate acceptându-se doar la cadrele parter sau la ultimul nivel al cadrelor etajate.

Schemele statice tip cadru pot avea o mare diversitate (fig. 6.1), cu regimuri de înălțime diferite, cu una sau mai multe deschideri, cu deschideri egale sau inegale etc.

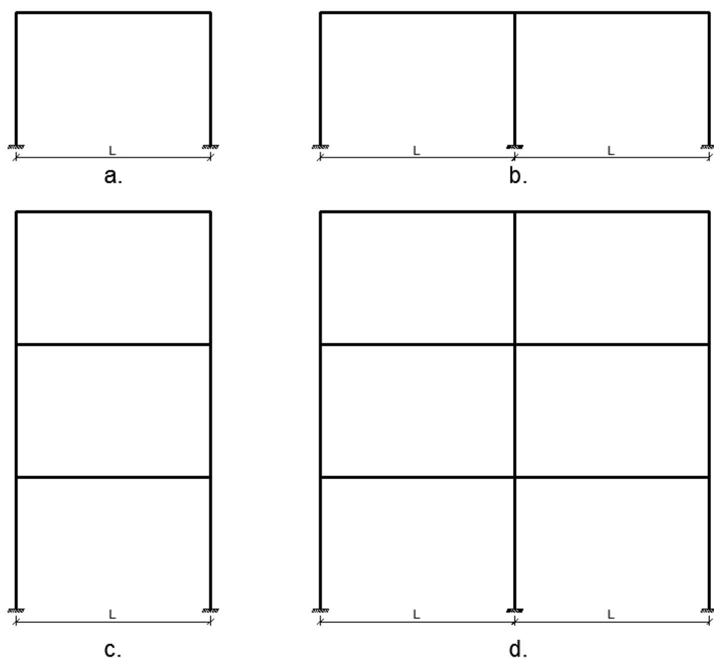


Fig. 6.1 – *Diferite scheme statice pentru calculul stâlpilor*

În cadrul schemei statice se consideră drept deschideri distanţele interax dintre stâlpi.

6.1.3. Stabilirea încărcărilor

Încărcările se împart în două mari categorii: încărcări permanente şi încărcări utile. Toate încărcările vor fi încărcări de calcul (cu coeficienţi parţiali de siguranţă) şi se vor evalua conform informaţiilor prezentate în cadrul capitolului 2.

Încărcările se vor aplica pe grinzi conform celor precizate la capitolul 5.

În plus, se adaugă încărcarea din greutatea proprie a stâlpilor, încărcare ce este evaluată automat de mai toate programele de calcul.

Totodată, va trebui să se țină cont și de solicitările provenite din seism, calculul acțiunii seismice fiind efectuat după Normativul P100-2006.

Pentru construcțiile uzuale din beton armat încărcarea din vânt nu se ia în considerare deoarece greutatea proprie mare a structurii conduce la forțe orizontale din seism mult mai mari decât cele din vânt.

6.1.4. Calculul static

Calculul static al cadrelor se face cu ajutorul metodei elementului finit prin intermediul diverselor programe de calcul existente la ora actuală, calculul manual nemaifiind o opțiune viabilă.

Analiza statică și seismică poate fi efectuată în plan sau în spațiu. Ținându-se cont de ușurința cu care se pot modela structurile în programele de generație nouă, se recomandă ca, ori de câte ori este posibil, să se realizeze un calcul spațial.

În urma efectuării calculelor, se vor extrage din program momentele maxime rezultate din diverse combinații pe cele două direcții, precum și forțele axiale și celelalte momente corespunzătoare. De asemenea, se vor extrage deplasările orizontale maxime de nivel pe cele două direcții ortogonale ale clădirii rezultate din grupările speciale.

6.1.5. Verificarea deplasărilor maxime ale secțiunii

Verificarea deplasărilor maxime ale structurii la acțiunea seismului se face atât pentru starea limită ultimă, cât și pentru starea limită de serviciu.

Verificarea deplasărilor la starea limită de serviciu se face cu relația:

$$d_r^{SLS} = \nu \cdot q \cdot d_{re} \le d_{r,a}^{SLS} \qquad (6.3)$$

unde:

- d_r^{SLS} – deplasarea relativă de nivel sub acțiunea seismică asociată stării limită de serviciu;
- ν - factor de reducere care ține cont de intervalul de recurență al acțiunii seismice asociat verificărilor la starea limită de serviciu, cu valoarea:
  - 0,4 pentru clădirile încadrate în clasele I și II de importanță;
  - 0,5 pentru clădirile încadrate în clasele III și IV de importanță;
- q – factor de comportare specific tipului de structură (vezi pct. 2.5);
- d_{re} – deplasarea relativă a aceluiași nivel determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare; se va lua în considerare componenta care produce degradarea pereților înrămați, extrăgând partea datorată deplasării axiale a stâlpilor, în cazul în care aceasta are o contribuție semnificativă la valoarea deformației totale; pentru calculul deplasării d_{re} se vor utiliza rigiditățile din tabelul 6.1;
- $d_{r,a}^{SLS}$ – valoarea maximă admisibilă a deplasării relative de nivel sub acțiunea seismică asociată stării limită de serviciu; în lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale utilizate, se pot adopta valorile din tabelul 6.2.

Tabelul 6.1 – *Rigidități utilizate în calculul deplasărilor*

Tipul structurii	Natura legăturilor între componentele nestructurale și structura de beton	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacționează cu structura
Structuri tip cadre	$E_c \cdot I_c$	$0{,}5 \cdot E_c \cdot I_c$
Structuri cu pereți	$0{,}5 \cdot E_c \cdot I_c$	
E_c – modulul de elasticitate al betonului I_c – momentul de inerție al secțiunii brute (nefisurate) de beton		

Verificarea deplasărilor la starea limită ultimă se face cu relația:

$$d_r^{SLU} = c \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{SLU} \qquad (6.4)$$

Tabelul 6.2 – *Valori admisibile ale deplasărilor relative de nivel*

Tipul de componente nestructurale	Materiale fragile ataşate structurii	Componentele nestructurale nu interacţionează cu structura
Deplasarea admisibilă	$0{,}005 \cdot H_{nivel}$	$0{,}008 \cdot H_{nivel}$
H_{nivel} – înălţimea nivelului		

unde:

- d_r^{SLU} – deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismică asociată stării limită ultime;
- c – coeficient de amplificare a deplasărilor care ţine cont că pentru perioade mai mici decât perioada de colţ deplasările seismice calculate în domeniul post-elastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic; valoarea acestuia se calculează cu relaţia:
-

$$1 \leq c = 3 - 2{,}5 \cdot \frac{T}{T_c} \leq 2 \qquad (6.5)$$

unde:

  - T – perioada proprie a structurii;
  - T_c – perioada de control (colţ), conform P100-2006;

- $d_{r,a}^{SLU}$ – valoarea maximă admisibilă a deplasării relative de nivel sub acţiunea seismică asociată stării limită ultime, determinată cu relaţia:

$$d_{r,a}^{SLU} = 0{,}025 \cdot H_{nivel} \qquad (6.6)$$

unde H_{nivel} este înălţimea nivelului.

În situaţia în care oricare din relaţiile (6.3) şi (6.4) nu se verifică este necesară fie rigidizarea structurii (cu pereţi de rigidizare sau cu elemente de

contravântuire) fie mărirea secțiunii stâlpilor. În ambele cazuri este obligatorie reevaluarea încărcărilor și refacerea analizei statice și seismice.

6.1.6. Stabilirea cantităţilor teoretice de armătură

Calculul necesarului de armătură se va efectua pentru fiecare din cele două direcții de acțiune a seismului. Astfel, se va o dimensionare a armăturilor pe direcția x și una pe direcția y. Pentru stâlpii situați în zone seismice, armarea pe fiecare direcție este de obicei simetrică ($A_a = A'_a$).

Pentru fiecare din cele două direcții de calcul va fi necesar să se extragă din programul de calcul momentul maxim aferent și forța axială corespunzătoare acestui moment maxim. Practic, din programul de calcul vor rezulta două seturi de eforturi [$M_{x,max} + N_x$] și [$M_{x,max} + N_x$] pentru care vor trebui determinate cantitățile de armătură A_{ax} și A_{ay}.

În continuare se va prezenta calculul după direcția x cu mențiunea că pe direcția y calculul este similar dar dimensiunile secțiunii se inversează (în cazul calculului pe direcția y b_{st} va fi înălțimea secțiunii și h_{st} va fi lățimea acesteia).

Primul pas îl reprezintă stabilirea înălțimii relative a zonei comprimate cu relațiile:

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \qquad (6.7)$$

$$h_0 = h_{st} - a \qquad (6.8)$$

$$\xi_x = \frac{N_x}{b_{st} \cdot h_0 \cdot R_c} \qquad (6.9)$$

unde:

- a – distanţa de la centrul de greutate a armăturii la faţa superioară a betonului;
- a_b – acoperirea cu beton a armăturii conform pct. 1.5;
- ϕ – diametrul armături, pentru stâlpi putându-se adopta valoarea ϕ = 20...25 mm;
- ξ_x – înălţimea relativă a zonei comprimate pentru calculul pe direcția x.

Dacă $\xi_x \leq 0{,}4$ secțiunea de beton este corespunzătoare. În cazul în care $0{,}4 < \xi_x \leq 0{,}55$ secțiunea de beton poate fi păstrată dar procentul minim de armare transversală și lungimea plastică potențială vor trebui majorate conform punctului 6.1.9.

Dacă $\xi_x > 0{,}55$ secțiunea de beton este insuficientă. În aceste condiții, se va mări secțiunea stâlpului astfel ca $\xi_x \leq 0{,}4$ și se va relua calculul de la pct. 6.1.3.

Următorul pas pentru determinarea armăturilor necesare îl constituie stabilirea momentelor de dimensionare în stâlp astfel ca articulațiile plastice să fie direcționate către grinzi. Momentul de dimensionare pe direcția x (și similar pe direcția y) se stabilește cu relația:

$$M_{Ed,x} = \gamma_{Rd} \cdot M_{x,\max} \cdot \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Eb}} \qquad (6.10)$$

unde:

- $M_{Ed,x}$ – momentul de dimensionare al stâlpului pe direcția x;
- γ_{Rd} –factor de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului cu valoarea de 1,3;
- $M_{x,max}$ – momentul maxim pe direcția z rezultat din calculul static;
- ΣM_{Rb} – suma momentelor capabile a grinzilor de pe direcția x care intersectează nodul;
- ΣM_{Eb} – suma momentelor rezultate din calculul static pentru grinzile de pe direcția x care intersectează nodul.

În anumite situații, se acceptă ca stâlpii să se dimensioneze la eforturile rezultate din calculul static. Astfel, momentul de dimensionare se va calcula cu relația:

$$M_{Ed,x} = M_{x,\max} \qquad (6.11)$$

în următoarele situații particulare:

- în cazul construcțiilor parter;
- la ultimul nivel al construcțiilor etajate;
- la primul nivel al clădirilor cu două niveluri la care valoarea normalizată a forței axiale n în toți stâlpii respectă relația:

$$n = \frac{N}{b_{st} \cdot h_{st} \cdot R_c} \leq 0{,}3 \qquad (6.12)$$

Pasul următor constă în determinarea influenței flexibilității asupra eforturilor de calcul. Pentru aceasta se stabilește într-o primă etapă lungimea de flambaj l_{fl} funcție de înălțimea nivelului (H_{nivel}) și tipul legăturilor de la capetele elementului,confirm figurii 6.2.

Se evaluează coeficientul de zveltețe λ cu relația:

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{h} \qquad (6.13)$$

unde h reprezintă latura secțiunii paralelă cu direcția excentricității forței N, pe direcția de calcul considerată (practic valoarea lui h va fi egală cu h_{st} la calculul pe direcția x și cu b_{st} la calculul pe direcția y).

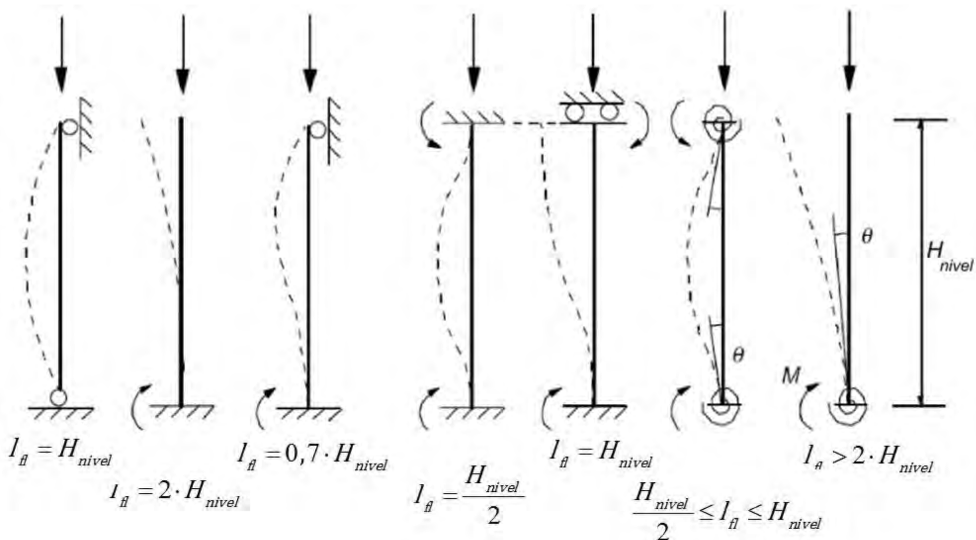


Fig. 6.2 – *Lungimi de flambaj*

Dacă $\lambda \leq 10$ influența flexibilității poate fi neglijată iar momentul final de calcul este dat de relația (6.10) sau (6.11). În cazul în care $\lambda > 30$ există riscul de pierdere a stabilității iar secțiunea stâlpului va trebui mărită iar calculele reluate.

În cazul în care $10 < \lambda \leq 30$, influența flexibilității se materializează prin mărirea momentului încovoietor al secțiunii cu un coeficient de majorare η. În acest sens, se calculează mai întâi modulul de rigiditate EI la starea limită de rezistență cu relația:

$$EI = E_b \cdot I_b \cdot 0{,}15 \cdot \left(1 + \sqrt{p_{total}}\right) \quad (6.14)$$

unde:

- E_b – modulul de elasticitate al betonului;
- I_b – momentul de inerție al secțiunii egal cu $\frac{b_{st} \cdot h_{st}^3}{12}$ și $\frac{h_{st} \cdot b_{st}^3}{12}$ pentru calculul pe direcția x și, respectiv, y;
- p_{total} – reprezintă procentul total de armare a stâlpului; deoarece cantitatea de armătură este necunoscută în acest moment se recomandă a se considera în calcul cea mai dezavantajoasă situație, valoarea procentului total putând fi considerată 0,8%.

Se evaluează forța axială critică cu relația:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_{fl}^2} \quad (6.15)$$

iar coeficientul de majorare a momentului încovoietor de calcul se determină cu formula:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_x}{N_{cr}}} \quad (6.16)$$

unde N_x reprezintă forța axială pe stâlp rezultată din calculul static.

Momentul final pentru dimensionarea stâlpului pe direcția x $M_{Ed,x}^f$ se determină după cum urmează:

- $M_{Ed,x}^f = M_{Ed,x}$, dacă $\lambda \leq 10$;
- $M_{Ed,x}^f = \eta \cdot M_{Ed,x}$, dacă $\eta \leq 1{,}2$ și $10 < \lambda \leq 30$;
- $M_{Ed,x}^f$ va rezulta dintr-un calcul de ordinul doi, dacă $\eta > 1{,}2$.

Se recomandă ca secțiunea stâlpului să fie aleasă astfel ca η să nu depășească valoarea de 1,5.

În continuare se vor evalua coeficienții:

$$n_x = \frac{N_x}{b_{st} \cdot h_{st} \cdot R_c} \qquad m_x = \frac{M^f_{Ed,x} + N_x \cdot e_a}{b_{st} \cdot h^2_{st} \cdot R_c} \qquad \frac{a}{h_{st}} \tag{6.17}$$

unde:

- N_x – forța axială corespunzătoare momentului maxim pe direcția x rezultată din calculul static;
- e_a – excentricitatea adițională a stâlpului ce ține cont de imperfecțiunile de execuție și care se calculează cu relația:

$$e_a = \max\left(\frac{h_{st}}{30}, 20\ mm\right) \tag{6.18}$$

Pe baza valorilor determinate cu ecuațiile (6.17), din tabelele 6.3…6.6 (funcție de raportul a/h_{st}) se va extrage coeficientul α.

Calculul armăturii necesare pe direcția x se va face cu relația:

$$A_{ax} = A'_{ax} = \alpha_x \cdot b_{st} \cdot h_{st} \cdot \frac{R_c}{R_a} \tag{6.19}$$

Tabelul 6.3 – *Valorile coeficienților n, m, α pentru* $\frac{a}{h_{st}} = 0,050$

n	Valorile 1000 *m* pentru α =																			
	0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,1	0,12	0,14	0,16	0,18	0,2	0,22	0,24	0,26	0,28	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
1.00	0	14	30	45	61	78	94	110	127	143	159	176	192	208	224	240	282	322	365	405
0.90	36	51	67	83	99	115	131	146	162	178	194	209	226	243	259	274	315	358	399	443
0.85	54	69	85	100	116	132	147	163	179	189	207	226	242	259	275	288	329	376	417	460
0.80	70	86	101	117	132	146	162	173	194	210	226	239	254	274	292	308	350	390	431	478
0.75	86	100	112	129	146	160	177	192	204	224	237	257	274	286	303	325	364	410	449	495
0.70	97	112	125	143	158	174	190	202	218	235	251	273	285	303	323	341	384	427	466	515

0.65	108	122	135	154	170	186	203	219	237	253	271	284	301	322	338	355	397	444	483	535
0.60	115	131	148	164	180	198	215	232	250	267	284	299	320	336	350	373	415	457	502	550
0.55	118	136	154	171	190	207	223	242	259	277	295	312	331	348	364	382	429	470	519	565
0.50	119	138	156	173	193	210	227	246	263	282	299	318	336	355	371	390	436	480	528	571
0.45	118	136	154	171	192	208	226	245	262	281	298	316	335	354	370	390	435	479	527	570
0.40	116	134	152	169	190	204	222	243	260	278	296	313	333	351	367	387	432	477	522	567
0.35	112	128	148	164	184	201	219	237	256	273	292	308	328	345	362	381	426	471	516	562
0.30	104	122	140	158	176	194	212	230	248	266	284	302	320	338	356	374	419	464	509	554
0.28	100	118	136	153	171	190	207	225	243	262	280	297	315	333	352	369	414	459	504	549
0.26	95	113	131	149	167	185	203	221	239	257	275	293	311	329	347	365	410	455	500	545
0.24	89	107	125	143	161	179	197	215	233	251	269	287	305	323	341	359	404	449	494	539
0.22	83	101	119	137	155	173	191	209	227	245	263	281	299	317	335	353	398	443	488	533
0.20	78	96	114	132	150	168	186	204	222	240	258	276	294	312	330	348	393	438	483	528
0.18	73	91	109	127	145	163	181	199	217	235	253	271	289	307	325	343	388	433	478	523
0.16	67	85	103	121	139	157	175	193	211	229	247	265	283	301	319	337	382	427	472	517
0.14	60	78	96	114	132	150	168	86	204	222	240	258	276	294	312	330	375	420	465	510
0.12	52	70	88	106	124	142	160	178	196	214	232	250	268	286	304	322	367	412	457	502
0.10	44	62	80	98	116	134	152	170	188	206	224	242	260	278	296	314	359	404	449	494
0.08	36	54	72	90	108	126	143	162	179	197	216	234	251	269	287	305	350	395	440	485
0.06	28	45	63	81	99	117	135	153	171	189	207	225	242	260	278	296	341	387	431	476
0.04	18	37	54	72	90	108	126	144	162	180	198	216	234	252	270	288	333	377	422	467
0.02	9	28	46	63	81	99	117	135	153	171	189	207	225	243	261	279	324	369	414	459
0.00	0	18	37	54	72	91	109	127	144	162	180	198	216	234	252	270	315	360	405	450
-0.02	-	9	27	46	63	81	100	8	135	153	171	189	207	225	243	261	306	351	396	441
-0.04	-	0	18	36	55	72	91	109	127	145	162	180	198	216	234	252	297	342	387	432
-0.06	-	-	9	27	46	63	81	100	118	136	154	172	189	207	225	243	289	333	378	423
-0.08	-	-	0	18	36	54	72	90	109	127	145	163	181	199	216	234	279	324	369	414
-0.10	-	-	-	9	27	45	63	81	99	118	136	154	172	189	207	225	270	315	360	405
-0.12	-	-	-	0	18	36	54	72	90	109	127	145	163	181	198	216	261	306	351	396
-0.14	-	-	-	-	9	27	45	63	81	99	118	136	154	172	190	208	252	297	342	387
-0.16	-	-	-	-	0	18	36	54	72	90	108	127	145	163	181	199	243	288	333	378
-0.18	-	-	-	-	-	9	27	45	63	81	99	117	136	154	172	190	235	279	324	369
-0.20	-	-	-	-	-	0	18	36	54	72	90	108	126	145	163	181	225	270	315	360

-0.22	-	-	-	-	-	-	9	27	45	63	81	99	117	136	154	172	217	261	306	351
-0.24	-	-	-	-	-	-	0	18	36	54	72	90	108	126	145	163	208	252	297	342
-0.26	-	-	-	-	-	-	-	9	27	45	63	81	99	117	135	154	199	244	288	333

Tabelul 6.4 – *Valorile coeficienţilor n, m, α pentru* $\frac{a}{h_{st}} = 0,075$

n	Valorile 1000 *m* pentru α =																			
	0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,1	0,12	0,14	0,16	0,18	0,2	0,22	0,24	0,26	0,28	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
1.00	0	14	29	45	60	76	91	107	123	139	154	169	184	200	215	230	269	308	344	387
0.90	36	51	66	82	97	112	127	142	157	172	182	197	215	233	248	258	298	341	381	420
0.85	54	69	84	99	114	129	143	158	168	188	198	213	229	247	264	278	318	357	397	435
0.80	70	86	100	114	129	143	158	169	182	202	216	230	247	259	279	290	334	370	410	455
0.75	86	100	114	125	142	157	171	186	200	215	230	246	258	279	294	306	345	390	426	471
0.70	97	112	125	143	158	166	183	199	210	228	244	257	273	292	308	320	362	404	447	488
0.65	108	122	135	154	170	181	195	212	223	242	256	274	287	308	324	337	377	423	461	506
0.60	115	131	148	164	180	192	206	222	238	255	269	288	301	321	337	355	392	437	476	522
0.55	118	136	154	171	190	202	215	233	250	269	284	302	318	336	352	370	412	451	493	537
0.50	119	138	156	173	193	205	221	238	256	275	291	309	326	342	358	376	422	460	504	546
0.45	118	136	154	171	192	204	220	237	255	275	289	308	325	341	357	375	421	460	503	545
0.40	116	134	152	169	190	201	218	235	252	272	287	305	322	338	355	372	417	458	501	543
0.35	112	128	148	164	184	196	212	231	247	266	281	299	316	331	348	367	410	453	495	537
0.30	104	122	140	158	176	189	206	223	240	257	274	291	308	324	341	359	401	444	486	529
0.28	100	118	136	153	171	184	202	219	235	252	270	287	304	320	337	355	397	439	482	524
0.26	95	113	131	149	167	180	197	214	231	248	265	282	299	315	333	350	393	435	178	520
0.24	89	107	125	143	161	174	191	208	225	242	259	276	293	310	327	344	386	429	471	514
0.22	83	101	119	137	155	168	185	202	219	236	253	270	287	304	321	338	381	423	466	508
0.20	78	96	114	132	150	163	180	197	214	231	248	265	282	299	316	333	375	418	460	503
0.18	73	90	107	124	141	158	175	192	209	227	243	261	277	294	312	328	371	413	456	499
0.16	67	84	100	118	135	152	169	186	203	20	237	254	271	288	305	322	364	407	449	492
0.14	60	77	94	111	128	145	162	179	196	213	230	247	264	281	298	315	257	400	442	485
0.12	52	69	86	103	120	137	154	171	188	205	222	239	256	273	290	307	349	392	434	477

0.10	44	61	78	95	112	129	146	163	180	197	214	231	248	265	281	298	341	383	426	468
0.08	36	53	70	87	104	121	138	155	171	188	205	223	239	256	273	290	333	375	418	460
0.06	28	44	62	79	96	112	129	146	163	180	197	214	231	248	265	282	324	367	409	452
0.04	18	36	53	70	87	104	121	138	155	172	189	206	223	240	257	274	316	358	401	443
0.02	9	27	44	61	78	96	113	130	147	164	180	197	214	231	248	265	308	350	392	435
0.00	0 -	18	36	53	70	87	104	121	138	155	172	189	206	223	240	257	299	342	384	427
-0.02	-	9	27	44	61	78	95	113	130	147	164	181	198	215	232	249	291	333	376	418
-0.04	-	0	17	35	53	70	87	104	121	138	155	172	189	206	223	240	283	325	368	410
-0.06	-	-	8	26	44	61	78	95	112	129	147	164	181	198	215	232	274	317	359	401
-0.08	-	-	0	17	35	52	69	86	104	121	138	155	172	189	206	223	266	308	351	393
-0.10	-	-	-	8	25	44	61	78	95	112	129	147	164	181	198	215	257	300	342	385
-0.12	-	-	-	0	17	34	52	69	86	103	121	138	155	172	189	206	249	291	334	376
-0.14	-	-	-	-	8	26	43	60	77	95	112	129	146	163	181	198	240	283	325	368
-0.16	-	-	-	-	0	17	34	52	69	86	103	120	138	155	172	189	232	274	317	359
-0.18	-	-	-	-	-	8	25	43	60	77	94	112	129	146	163	180	23	266	308	351
-0.20	-	-	-	-	-	0	17	34	52	69	86	103	120	137	155	172	214	257	300	342
-0.22	-	-	-	-	-	-	8	25	42	60	77	95	111	129	146	163	206	248	291	334
-0.24	-	-	-	-	-	-	0	17	34	51	69	85	103	120	137	154	197	240	282	325
-0.26	-	-	-	-	-	-	-	8	25	42	77	77	94	111	129	146	189	231	274	317

Tabelul 6.5 – *Valorile coeficienților n, m, α pentru* $\frac{a}{h_{st}} = 0{,}100$

n	Valorile 1000 *m* pentru α =																			
	0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,1	0,12	0,14	0,16	0,18	0,2	0,22	0,24	0,26	0,28	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
1.00	0	14	29	44	59	74	89	104	119	134	149	163	177	192	201	220	253	294	326	367
0.90	36	50	65	80	90	109	124	138	152	166	180	194	205	219	237	252	287	325	362	395
0.85	54	68	83	98	111	125	139	153	167	181	191	204	219	234	252	267	303	341	373	415
0.80	70	85	99	112	123	139	153	163	180	190	208	222	234	248	267	277	318	352	393	432
0.75	86	99	112	126	135	153	165	180	193	208	219	236	247	263	276	293	334	366	409	446
0.70	97	111	124	137	147	165	177	192	207	220	235	246	263	280	291	306	350	382	425	464
0.65	108	121	133	148	161	176	189	204	220	234	246	259	276	292	308	320	365	401	439	479

0.60	115	129	142	158	171	186	198	215	232	246	261	276	292	307	323	337	379	415	455	495
0.55	118	134	149	166	180	195	208	226	241	257	272	288	305	320	337	351	390	430	469	509
0.50	119	136	149	169	183	199	215	231	246	263	279	295	312	327	343	359	399	439	479	518
0.45	118	135	152	168	182	198	214	230	246	262	278	294	311	326	342	358	398	438	478	518
0.40	116	132	151	164	180	195	211	227	243	259	275	291	309	324	340	355	396	435	475	516
0.35	112	127	147	159	175	190	207	222	238	254	269	286	303	319	334	350	391	431	471	510
0.30	104	120	142	152	168	184	199	216	232	248	263	280	296	312	326	343	384	424	464	502
0.28	100	115	135	148	164	179	195	211	228	244	259	275	291	308	323	339	379	419	459	499
0.26	95	111	131	143	159	175	191	207	223	239	255	271	287	303	319	335	375	415	455	495
0.24	89	105	127	137	153	169	185	201	217	233	249	265	281	297	313	329	369	409	449	490
0.22	83	99	115	131	147	163	179	195	211	227	243	259	275	291	307	323	363	403	443	485
0.20	78	94	110	126	142	158	174	190	206	222	238	254	270	286	302	318	358	398	438	479
0.18	73	89	105	121	137	154	169	185	202	217	234	250	265	282	298	314	353	394	434	474
0.16	67	83	99	115	131	147	163	179	195	211	227	243	259	275	291	307	347	387	427	467
0.14	60	76	91	107	123	139	156	171	187	203	219	235	251	267	283	299	339	379	419	459
0.12	52	68	84	100	116	132	148	164	180	196	212	227	243	259	275	291	332	372	411	451
0.10	44	60	76	92	108	124	140	156	172	188	204	220	236	252	268	284	324	364	403	444
0.08	36	52	68	84	100	116	132	148	164	180	196	212	228	244	260	276	316	356	396	436
0.06	28	44	60	76	92	108	124	140	156	172	188	204	220	236	252	268	308	348	388	428
0.04	18	36	52	68	84	100	116	132	148	164	180	196	212	228	244	260	300	340	380	420
0.02	9	27	44	60	76	92	108	124	140	156	172	189	204	220	236	252	292	332	372	412
0.00	0	18	35	51	68	84	100	116	132	148	164	180	196	212	228	244	284	324	364	404
-0.02	-	9	26	43	59	76	92	108	124	140	156	172	188	204	221	236	276	316	356	396
-0.04	-	0	17	34	51	67	83	100	116	132	148	164	180	196	212	228	268	308	348	388
-0.06	-	-	8	25	43	59	75	92	108	124	140	156	172	188	204	220	260	300	340	380
-0.08	-	-	0	17	33	51	67	83	99	116	132	148	164	180	196	212	252	292	332	372
-0.10	-	-	-	8	25	42	59	75	91	107	124	140	156	172	188	204	244	284	324	364
-0.12	-	-	-	0	16	33	50	66	83	99	115	132	148	164	180	196	236	276	316	356
-0.14	-	-	-	-	8	25	42	58	74	91	107	124	140	156	172	188	228	268	308	348
-0.16	-	-	-	-	0	16	33	50	66	82	99	115	131	148	164	180	220	260	300	340
-0.18	-	-	-	-	-	8	24	41	58	74	90	107	123	139	156	172	212	252	292	332

-0.20	-	-	-	-	-	0	16	33	50	66	82	99	114	131	147	164	204	244	284	324
-0.22	-	-	-	-	-	-	8	24	41	58	74	90	106	123	139	155	196	236	276	316
-0.24	-	-	-	-	-	-	0	16	32	49	66	82	98	114	131	147	188	228	268	308
-0.26	-	-	-	-	-	-	-	8	24	41	58	74	90	106	122	139	179	220	260	300

Tabelul 6.6 – *Valorile coeficienților n, m, α pentru* $\frac{a}{h_{st}} = 0{,}125$

n	Valorile 1000 *m* pentru α =																			
	0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,1	0,12	0,14	0,16	0,18	0,2	0,22	0,24	0,26	0,28	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
1.00	0	14	28	43	58	72	87	102	116	130	143	157	171	184	198	207	241	280	309	345
0.90	36	50	65	79	93	106	121	134	147	161	174	186	196	213	227	240	275	309	340	378
0.85	54	68	82	95	106	122	132	147	160	175	188	196	211	223	241	254	284	324	355	394
0.80	70	84	97	107	123	135	145	162	175	188	200	212	224	238	250	265	298	338	368	404
0.75	86	99	108	119	132	149	160	174	184	198	211	224	240	250	267	277	316	350	384	419
0.70	97	110	119	134	144	159	169	185	198	208	223	238	251	263	281	290	328	365	399	439
0.65	108	120	128	144	154	170	180	197	210	220	233	252	265	276	293	307	344	380	412	452
0.60	115	127	137	153	166	180	193	208	221	234	246	263	278	292	306	320	357	394	429	463
0.55	118	133	146	161	175	191	203	219	232	247	262	276	291	305	320	336	371	408	446	486
0.50	119	136	152	166	179	193	209	225	239	256	272	284	299	314	328	345	383	419	456	493
0.45	118	135	151	165	180	194	208	224	238	255	271	283	298	313	328	345	382	418	455	493
0.40	116	132	147	161	177	192	206	223	236	253	268	280	296	311	326	342	379	415	453	491
0.35	112	126	142	155	172	187	201	217	230	247	262	276	291	306	321	337	375	410	448	486
0.30	104	119	134	149	164	179	194	209	222	239	254	269	284	299	313	327	366	402	441	479
0.28	100	115	129	145	160	175	190	204	219	235	250	265	279	294	309	325	362	399	437	474
0.26	95	110	125	140	155	170	185	200	215	230	245	260	275	290	305	320	358	395	433	470
0.24	89	104	119	134	149	164	179	194	209	224	239	254	269	284	299	314	351	389	426	464
0.22	83	98	113	128	143	158	173	188	203	218	233	248	263	278	293	308	346	383	421	458
0.20	78	93	108	123	138	153	168	183	198	213	228	243	258	273	288	303	340	378	415	453
0.18	73	88	103	118	134	148	163	179	194	209	224	239	254	269	284	299	336	374	411	449
0.16	67	82	97	112	127	141	156	171	186	201	216	231	246	261	276	291	329	366	404	441
0.14	60	75	89	104	119	134	149	164	179	194	209	224	239	254	269	284	321	359	395	434

0.12	52	67	82	97	112	127	142	157	172	187	202	217	232	247	262	277	314	351	389	426
0.10	44	60	75	90	105	120	135	150	165	179	194	209	224	239	254	269	307	344	382	419
0.08	36	52	67	82	97	112	127	142	157	172	187	202	217	232	247	262	299	337	374	411
0.06	28	44	59	75	90	105	120	135	150	165	180	195	210	225	240	255	292	329	367	404
0.04	18	35	51	67	82	97	112	127	142	157	172	187	202	217	232	247	285	322	359	397
0.02	9	26	43	58	74	89	105	120	135	150	165	180	195	210	225	240	277	315	352	389
0.00	0	18	35	50	66	81	97	112	127	142	157	172	187	202	217	232	270	307	345	382
-0.02	-	8	26	42	58	73	89	104	119	135	150	165	180	195	210	225	262	300	337	375
-0.04	-	0	17	33	50	65	81	96	112	127	142	157	172	187	202	217	255	292	330	367
-0.06	-	-	8	25	42	58	73	88	104	119	134	149	165	180	195	210	247	285	322	360
-0.08	-	-	0	17	33	49	65	81	96	111	127	142	157	172	187	202	240	277	315	352
-0.10	-	-	-	8	25	41	57	73	88	103	119	134	149	164	180	195	232	270	307	345
-0.12	-	-	-	0	16	33	49	65	80	96	111	126	141	157	172	187	225	262	300	337
-0.14	-	-	-	-	8	24	41	57	72	88	103	118	134	149	164	179	217	255	292	330
-0.16	-	-	-	-	0	16	32	48	64	80	95	111	126	141	156	172	209	247	285	322
-0.18	-	-	-	-	-	8	24	40	56	72	88	103	118	133	149	164	202	240	277	315
-0.20	-	-	-	-	-	0. -	16	32	48	64	79	95	110	126	141	156	194	232	270	307
-0.22	-	-	-	-	-	-	8	24	40	56	72	87	102	118	133	148	186	224	262	300
-0.24	-	-	-	-	-	-	0	16	32	48	64	79	94	110	125	141	179	217	254	292
-0.26	-	-	-	-	-	-	-	8	23	39	55	71	87	102	118	133	171	209	247	285

În continuare se va evalua armătura necesară pe direcția y. Calculul pe direcția y este similar cu cel de pe direcția x și se vor folosi tot relațiile (6.7)…(6.19) dar dimensiunile secțiunii se inversează. Practic, în ecuațiile (6.7)…(6.19) se va înlocui b_{st} cu h_{st} și viceversa.

Cantitățile necesare de armătură A_{ax} și A_{ay} determinate la acest punct vor sta la baza stabilirii diametrului și a numărului efectiv de bare pe fiecare latură.

Se va ține cont de faptul că barele din colțuri sunt comune ambelor laturi și lucrează pe ambele direcții.

6.1.7. Elaborarea schiţei de armare

Pentru stabilirea efectivelor de armătură vor trebui respectate următoarele reguli de armare:

- numărul minim de bare pe secțiune: 8 ;
- diametrul minim al barelor: 12 mm;
- diametrul maxim recomandat al barelor: 28 mm;
- distanţa liberă minimă între bare: 50 mm;
- distanţa maximă între axele barelor: 250 mm; între armăturile din colțuri se va prinde cel puțin câte o bară de armătură intermediară pe fiecare latură;
- nu se va accepta dispunerea pe două rânduri a barelor;

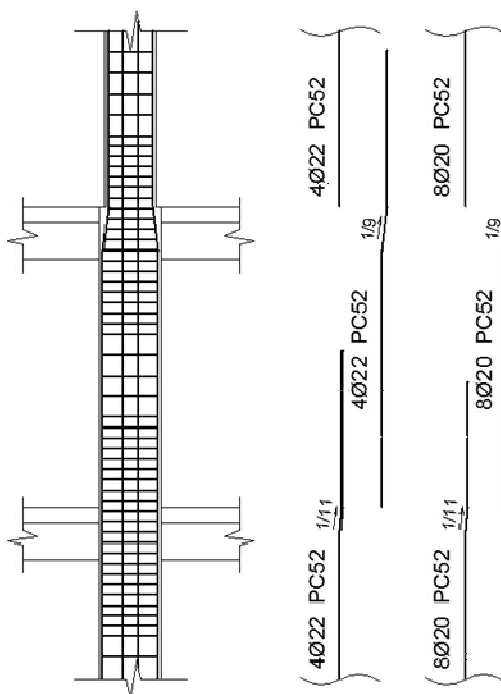


Fig. 6.3 – *Schița de armare*

- se recomandă ca diferențele între diametrul maxim și cel minim utilizate în aceeași secțiune să nu depășească 5 mm;
- se vor respecta procentele minime de armare prevăzute la pct. 1.3; în cazul în care secțiunea de beton rezultă din considerente de rigiditate iar armătura este dispusă din considerente constructive, se acceptă reducerea procentelor totale minime cu 20% față de cele prezentate la punctul 1.3 cu condiția ca procentul de armare minim pe fiecare latură să nu scadă sub 0,15%;
- panta maximă admisă pentru grăifuirea armăturilor din dreptul grinzilor principale este de 1/6.

6.1.8. Verificarea la compresiune excentrică oblică

Deoarece stâlpii sunt solicitați la compresiune excentrică pe două direcții, înainte de stabilirea numărului final de bare, va trebui să se facă o verificare la compresiune excentrică oblică, conform punctului următor.

Verificarea la compresiune excentrică oblică se va face cu relația:

$$\left(\frac{M^{f}_{Ed,x}}{M_{Rc,x}}\right)^{\beta}+\left(\frac{M^{f}_{Ed,y}}{M_{Rc,y}}\right)^{\beta}\leq 1 \qquad (6.20)$$

unde:

- $M^{f}_{Ed,x}$, $M^{f}_{Ed,y}$ – momentele de dimensionare pe direcția x și y, conform punctului 6.1.6;
- $M_{Rc,x}$ – momentul capabil pe direcția x pentru o forță axială dată, când momentul pe direcția y este 0;
- $M_{Rc,y}$ – momentul capabil pe direcția y pentru o forță axială dată, când momentul pe direcția x este 0;
- β – coeficient al cărei valoare este dat în tabelul 6.7.

Momentele de dimensionare vor fi stabilite pe baza momentelor încovoietoare obținute din calculul static pentru același nod.

Determinarea momentelor capabile ale stâlpilor se face pentru forța axială corespunzătoare din gruparea specială conform celor prezentate în capitolul 7.

Tabelul 6.7 – *Valorile coeficientului β*

$n=\frac{N}{b_{st}\cdot h_{st}\cdot R_c}$	Modul de dispunere a barelor de armătură		
	A. 4 bare în colțuri	B. mai mult de 4 bare $A_{ax}=A_{ay}$	C. mai mult de 4 bare $A_{ay}=(1.5\ldots2)A_{ax}$
0.10	1.60	1.70	1.75
0.20	1.35	1.60	1.50
0.30	1.25	1.55	1.40
0.40	1.20	1.50	1.35
0.50	1.20	1.45	1.35

0.60	1.35	1.45	1.40
0.70	1.55	1.50	1.50
0.80	1.75	1.60	1.60

Dacă relația (6.20) nu este îndeplinită, se va mări progresiv cantitatea de armătură (uzual se măresc barele de la colțurile secțiunii) până când verificarea va fi îndeplinită.

6.1.9. Calculul armăturilor transversale

Armăturile transversale (etrierii) sunt prevăzuţi atât pentru preluarea forţei tăietoare cât și pentru îmbunătățirea comportării la compresiune și evitarea formării articulațiilor plastice.

În cazul structurilor bine conformate, forțele tăietoare rezultate pe stâlpi din programele de calcul sunt foarte mici și pot fi preluate prin simple măsuri de armare constructivă.

În aceste condiții, forța tăietoare de proiectare pentru stâlpi se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel sub momentele de acțiune de la extremități corespunzătoare fiecărui sens de acțiune a sarcinii seismice ce conduce la formarea articulațiilor plastice în nod. Relația de calcul a forței tăietoare este:

$$T_{\max} = \frac{M_{dc,1} + M_{dc,2}}{H_{nivel}} \qquad (6.21)$$

unde:

- T_{max} – valoarea forței tăietoare în stâlpi asociată mecanismului de plastifiere;
- $M_{dc,i}$ – momentul maxim ce se dezvoltă la cele două extremități, calculat cu relația (6.22);
- H_{nivel} – înălțimea nivelului.

Momentele maxime de la extremitățile stâlpului se calculează cu relația:

$$M_{dc,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}\right) \qquad (6.22)$$

unde:

- γ_{Rd} –factor de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului și al fretării betonului cu valoarea de 1,3 la nivelul de bază și de 1,2 la nivelurile superioare;
- $M_{Rb,i}$ – momentul capabil de la extremitatea i a stâlpului;
- ΣM_{Rc} – suma momentelor capabile a stâlpilor care intră în nod;
- ΣM_{Rb} – suma momentelor capabile a grinzilor care intră în nod.

Determinarea momentelor capabile pentru elementele ce intersectează nodul se va face conform prevederilor din capitolul 7.

Pentru a verifica dacă secţiunea de beton adoptată este capabilă să preia forţa tăietoare maximă, se calculează nivelul de solicitare la forţă tăietoare cu relaţia:

$$\overline{Q} = \frac{T_{\max}}{b_{st} \cdot h_0 \cdot R_t} \qquad (6.23)$$

unde:

- $\bar{Q}$ – nivelul de solicitare al secțiunii la forță tăietoare;
- T_{max} – forţa tăietoare exterioară maximă;
- R_t – rezistenţa de calcul la întindere a betonului.

Funcție de mărimea nivelului de solicitare se vor lua următoarele decizii:

a) dacă $\bar{Q} \leq 0{,}5$, calculul la forţă tăietoare nu este necesar, etrierii dispunându-se pe criterii constructive;
b) dacă $0{,}5 < \bar{Q} \leq 2$, calculul la forță tăietoare este necesar, etrierii fiind dimensionați pe baza relațiilor prezentate în continuare;
c) dacă $\bar{Q} > 2$, secțiunea de beton este incapabilă să preia solicitările din forță tăietoare fiind necesară o mărire a acesteia și refacerea calculelor.

Rezistența de calcul la întindere a betonului se afectează cu un coeficient al condițiilor de lucru m_t cu valoarea:

- $m_t = 1$, dacă $\bar{Q} < 1{,}0$;
- $m_t = \dfrac{3-\overline{Q}}{2} \leq 1$, dacă $1{,}0 \leq \bar{Q} \leq 2$.

Rezistența finală de calcul la întindere a betonului se calculează cu relația:

$$R_{t,red} = m_t \cdot R_t \qquad (6.24)$$

Se determină procentul de armare din zona întinsă în dreptul fisurii înclinate cu relația:

$$p = \frac{A_{ai}}{b_{st} \cdot h_0} \cdot 100 \qquad (6.25)$$

unde:

- A_{ai} – suma tuturor barelor de armătură longitudinale din zona întinsă ce intersectează fisura.

Deoarece ultimul etrier intersectat de fisură poate să nu preia în bune condiții forța tăietoare, aportul acestuia la capacitatea portantă a elementului se ignoră. Practic, reducerea capacității portante cu ceea ce poate prelua ultimul etrier este echivalentă cu mărirea forței tăietoare necesare cu exact aceeași valoare.

Pentru continuarea calculelor este necesar să se impună un diametru pentru etrieri. Uzual se stabilește într-o primă fază cel mai mic diametru acceptat pentru etrieri. Diametrul minim pentru etrieri este cea mai mare din valorile:

- ¼ din diametrul maxim al armăturilor longitudinale;
- 6 mm la etrierii interiori pentru stâlpii cu $h \leq 800$ mm;
- 8 mm la etrierii perimetrali și la ceilalți etrieri interiori.

De asemenea se vor impune pentru început etrieri dubli cu patru ramuri ($n_e = 4$) din considerente de evitare a formării articulațiilor plastice în stâlpi.

În continuare se va determina forța tăietoare preluată de etrieri pe unitatea de lungime, cu relația:

$$q_e = \frac{\left(T_{\max} + A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at}\right)}{4 \cdot b_{st} \cdot h_0^2 \cdot R_{t,red} \cdot \sqrt{p}} \qquad (6.26)$$

unde:

- A_{et} – suma ariilor tuturor ramurilor de etrier intersectate de fisură:

$$A_{et} = n_e \cdot A_e \qquad (6.27)$$

unde:

- n_e – numărul de ramuri ce intersectează fisura;
- A_e – aria unei ramuri (bare) de etrier;

- m_{at} – coeficient al condițiilor de lucru pentru oțel cu valoarea:
  - 0,8 pentru armături din oțel laminat (OB37, PC52, PC60);
  - 0,7 pentru armături din sârme trase (STNB, STPB);
- R_{at} – rezistenţa de calcul la întindere a armăturii transversale;
- $R_{t,red}$ – rezistenţa de calcul la întindere a betonului, conform relației (6.24);
- p - procentul de armare din zona întinsă în dreptul fisurii înclinate, conform relației (6.25).

Pentru verificarea valorii q_e determinată cu relația (6.26) se va calcula raportul:

$$\frac{s_i}{h_0} = \sqrt{\frac{b_{st} \cdot R_{t,red} \cdot \sqrt{p}}{q_e}} \tag{6.28}$$

Dacă raportul $s_i / h_0 \leq 2,5$ valoarea lui q_e determinată cu ecuația (6.26) este corectă și se poate trece la pasul următor.

Dacă raportul $s_i / h_0 > 2,5$ se va recalcula valoarea lui q_e cu relația:

$$q_e = \frac{T_{\max} + A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at} - \dfrac{b_{st} \cdot h_0 \cdot R_{t,red} \cdot \sqrt{p}}{2,5}}{2,5 \cdot h_0} \tag{6.29}$$

În final se va calcul distanța dintre etrieri cu relația:

$$a_e = \frac{A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at}}{q_e} \tag{6.30}$$

unde a_e este distanța dintre doi etrieri consecutivi.

Funcție de valoarea distanței dintre etrieri rezultată, pot exista trei situații distincte:

a) dacă distanța dintre etrieri $a_e \geq a_{e,max}$ se va păstra diametrul de etrier ales și se va impune $a_e = a_{e,max}$; $a_{e,max}$ se va determina cu relația:

$$a_{e,\max} = \min\left(\frac{b_0}{3}, 125mm, 7 \cdot \phi_{long.}^{\min}\right) \qquad (6.31)$$

unde $b_0 = b$–a (b fiind cea mai mică latură a secțiunii stâlpului) iar $\phi_{long.}^{\min}$ este diametrul minim al armăturilor longitudinale; la nivelul de bază se înlocuiește ultima condiție din ecuația (6.31) cu $6 \cdot \phi_{long.}^{\min}$;

b) dacă 100 mm $\leq a_e \leq a_{e,max}$ se va păstra diametrul de etrier ales și se va impune o valoare a_e multiplu de 25 mm imediat inferioară celei rezultate cu ecuația (6.30); de ex. dacă s-a obținut valoarea a_e = 117 mm cu ecuația (6.30), se va impune în final a_e = 100 mm;

c) dacă a_e < 100 mm diametrul ales pentru etrieri este prea mic; în aceste condiții se va mări diametrul etrierilor și se vor relua calculele de la ecuația (6.26); dacă se ajunge la un diametru ϕ12 iar a_e < 100 mm se pot adopta etrieri cu șase ramuri (n_e = 6) dacă numărul de bare longitudinale o permite sau, în cazul în care inițial s-a utilizat oțel de tip OB37, se pot face etrierii din oțel PC52.

După finalizarea calculului și obținerea rezultatelor finale, se va calcula procentul de armare transversală cu relația:

$$p_e = \frac{A_{et}}{a_e \cdot b} \cdot 100 \geq p_e^{\min} \qquad (6.32)$$

Dacă procentul de armare transversală $p_e \leq p_e^{\min}$, se va mări diametrul etrierilor astfel ca procentul de armare transversală să fie mai mare decât procentul minim de armare transversală.

Valoarea procentului minim de armare transversală se va considera:

- pentru stâlpi la care ξ ≤ 0,4:

$$p_e^{\min} = \max \begin{cases} 10 \cdot \dfrac{R_c}{R_a} \cdot (0,4 + n) \\ 0,5\% \text{ la nivelul de bază} \\ 0,35 \text{ la nivelurile superioare} \end{cases} \tag{6.33}$$

- pentru stâlpi la care 0,4 < ξ ≤ 0,55:

$$p_e^{\min} = \max \begin{cases} 10 \cdot \dfrac{R_c}{R_a} \cdot (0,4 + n) + 0,5 \cdot (\xi - 0,4) \\ 0,5\% \text{ la nivelul de bază} \\ 0,35 \text{ la nivelurile superioare} \end{cases} \tag{6.34}$$

Dispunerea etrierilor la distanța a_e se va face în zonele critice. Dacă ξ ≤ 0,4, zonele de la extremitățile stâlpilor se vor considera zone critice pe o lungime:

$$l_{cr} \geq \max\left(1,5 \cdot h_{st}, \frac{H_0}{6}, 600 \text{ mm}\right) \tag{6.35}$$

unde s-a considerat că h_{st} este cea mai mare dimensiune a secțiunii stâlpului iar H_0 este înălțimea liberă a nivelului.

Pentru stâlpi la care 0,4 < ξ ≤ 0,55 lungimea zonei critice se calculează cu relația:

$$l_{cr} \geq 1,25 \cdot \max\left(1,5 \cdot h_{st}, \frac{H_0}{6}, 600 \text{ mm}\right) \tag{6.36}$$

Dacă $H_0 / h_{st} < 3$ întreaga înălțime a stâlpului se consideră zonă critică și se va arma în consecință.

La clădirile cu până la cinci niveluri, la nivelul de bază lungimea critică se va mări cu 50% față de cea calculată cu relațiile (6.35)…(6.36).

La clădirile cu mai mult de cinci niveluri, la primele două niveluri de la baza structurii lungimea critică se va mări cu 50% față de cea calculată cu relațiile (6.35)…(6.36).

Porțiunile drepte de la capetele ciocurilor etrierilor trebuie să aibă o lungime minimă de $10d$.

De regulă, fiecare bară trebuie să fie legată de un colț de etrier sau de agrafă. Se acceptă legarea barelor longitudinali din două în două doar dacă distanța dintre două ramuri consecutive ale etrierilor este mai mică de 200 mm.

Distanța maximă între etrieri în afara zonelor critice se va limita la 200 mm.

6.2. Proiectarea stâlpilor circulari

6.2.1. Predimensionare

Ca și în cazul stâlpilor rectangulari, și în acest caz aria secţiunii stâlpilor poate fi determinată cu relaţia:

$$A_{st} = \frac{N}{n_s \cdot R_c}, \qquad (6.37)$$

unde N reprezintă forţa axială ce acţionează asupra secţiunii evaluate, R_c este rezistenţa la compresiune a betonului iar n_s este un coeficient subunitar care ţine cont de faptul că stâlpii sunt solicitaţi şi la moment încovoietor şi care are valoarea cuprinsă între 0,20...0,50.

Pentru structuri curente, n_s poate avea următoarele valori:

- n_s = 0,5 pentru stâlpii centrali ai etajelor superioare;
- n_s = 0,3 pentru stâlpii marginali ai etajelor superioare și pentru stâlpii centrali ai etajelor inferioare;

- n_s = 0,2 pentru stâlpii marginali ai etajelor inferioare.

Odată cunoscută aria secţiunii de beton, se pot stabili diametrul stâlpului cu relaţia:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \quad (6.38)$$

Se face observaţia că diametrul minim este de 300 mm şi că acesta se va rotunji la un multiplu de 50 mm dacă valoarea lui este mai mică de 800 mm și la multiplu de 100 mm dacă valoarea lui este mai mare de 800 mm.

6.2.2. Schema statică

Ca și în cazul stâlpilor rectangulari, și în acest caz schema statică pentru calculul stâlpilor circulari este cea de cadru. Legăturile dintre grinzile principale și stâlpi se consideră a fi încastrate, legături articulate acceptându-se doar la cadrele parter sau la ultimul nivel al cadrelor etajate.

În cadrul schemei statice se consideră drept deschideri distanţele interax dintre stâlpi.

6.2.3. Stabilirea încărcărilor

Încărcările se împart în două mari categorii: încărcări permanente şi încărcări utile. Toate încărcările vor fi încărcări de calcul (cu coeficienţi parţiali de siguranţă) şi se vor evalua conform informaţiilor prezentate în cadrul capitolului 2. Încărcările se vor aplica pe grinzi conform celor precizate la capitolul 5. În plus, se adaugă încărcarea din greutatea proprie a stâlpilor.

Totodată, va trebui să se țină cont și de solicitările provenite din seism, calculul acțiunii seismice fiind efectuat după Normativul P100-2006.

Pentru construcțiile uzuale din beton armat încărcarea din vânt nu se ia în considerare deoarece greutatea proprie mare a structurii conduce la forțe orizontale din seism mult mai mari decât cele din vânt.

6.2.4. Calculul static

Calculul static al cadrelor se face cu ajutorul metodei elementului finit prin intermediul diverselor programe de calcul existente la ora actuală, calculul manual nemaifiind o opțiune viabilă. Analiza statică și seismică poate fi efectuată în plan sau în spațiu. Ținându-se cont de ușurința cu care se pot modela structurile în programele de generație nouă, se recomandă ca, ori de câte ori este posibil, să se realizeze un calcul spațial.

În urma efectuării calculelor, se vor extrage din program momentele maxime rezultate din diverse combinații pe cele două direcții, precum și forțele axiale și celelalte momente corespunzătoare.

De asemenea, se vor extrage deplasările orizontale maxime de nivel pe cele două direcții ortogonale ale clădirii rezultate din grupările speciale.

6.2.5. Verificarea deplasărilor maxime ale secțiunii

Verificarea deplasărilor maxime ale structurii la starea limită ultimă și la starea limită de serviciu se fac în mod similar cu cele prezentată la punctul 6.1.5.

În situația în care oricare din verificări nu este îndeplinită este necesară rigidizarea suplimentară a structurii, reevaluarea încărcărilor și refacerea analizei statice și seismice.

6.2.6. Stabilirea cantităţilor teoretice de armătură

Calculul necesarului de armătură se va efectua pentru întreaga secțiune a stâlpului. Deoarece stâlpii circulari au armătura dispusă uniform pe contur, dimensionarea acestora se va face direct la compresiune oblică. În aceste condiții, se vor extrage din programul de calcul eforturile pentru cel mai solicitat stâlp la compresiune excentrică oblică.

Cel mai solicitat stâlp este cel pentru care se obține cel mai mare moment combinând momentele de pe cele două direcții M_x și M_y cu relația:

$$M_{max} = \sqrt[\beta]{M_x^\beta + M_y^\beta} \tag{6.39}$$

unde valorile lui β sunt date în tabelul 6.7.

În continuare, dimensionarea se va face pe baza momentului M_{max} și a forței axiale corespunzătoare N.

Primul pas îl reprezintă stabilirea înălțimii relative a zonei comprimate cu relațiile:

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \tag{6.40}$$

$$n = \frac{N}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot R_c} \tag{6.41}$$

unde:

- a – distanţa de la centrul de greutate a armăturii la faţa superioară a betonului;
- a_b – acoperirea cu beton a armăturii conform pct. 1.5;
- ϕ – diametrul armături, pentru stâlpi putându-se adopta valoarea ϕ = 20...25 mm;
- n – valoarea normalizată a forței axiale.

Dacă $n \leq 0{,}35$ secțiunea de beton este corespunzătoare. În cazul în care $0{,}4 < n \leq 0{,}55$ secțiunea de beton poate fi păstrată dar procentul minim de armare transversală și lungimea plastică potențială vor trebui majorate conform punctului 6.2.8.

Dacă $n > 0{,}55$ secțiunea de beton este insuficientă, fiind necesară mărirea secțiunii stâlpului astfel ca $n \leq 0{,}35$ și reluarea calculelor.

Următorul pas pentru determinarea armăturilor necesare îl constituie stabilirea momentelor de dimensionare în stâlp astfel ca articulațiile plastice să fie direcționate către grinzi. Momentul de dimensionare se stabilește cu relația:

$$M_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot M_{max} \cdot \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Eb}} \tag{6.42}$$

unde:

- M_{Edx} – momentul de dimensionare al stâlpului;
- γ_{Rd} –factor de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului cu valoarea de 1,3;
- M_{max} – momentul maxim determinat cu relația (6.39);
- ΣM_{Rb} – suma momentelor capabile a grinzilor de pe direcția x care intersectează nodul;
- ΣM_{Eb} – suma momentelor rezultate din calculul static pentru grinzile de pe direcția x care intersectează nodul.

În anumite situații, se acceptă ca stâlpii să se dimensioneze la eforturile rezultate din calculul static. Astfel, momentul de dimensionare se va calcula cu relația:

$$M_{Ed} = M_{\max} \qquad (6.43)$$

în următoarele situații particulare:

- în cazul construcțiilor parter;
- la ultimul nivel al construcțiilor etajate;
- la primul nivel al clădirilor cu două niveluri la care valoarea normalizată a forței axiale n în toți stâlpii calculată cu relația (6.41) nu este mai mare de 0,3.

Pasul următor constă în determinarea influenței flexibilității asupra eforturilor de calcul. Pentru aceasta se stabilește într-o primă etapă lungimea de flambaj l_{fl} funcție de înălțimea nivelului (H_{nivel}) și tipul legăturilor de la capetele elementului, confirm figurii 6.2.

Se evaluează coeficientul de zveltețe λ cu relația:

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{1{,}15 \cdot D} \qquad (6.44)$$

Dacă $\lambda \leq 10$ influența flexibilității poate fi neglijată iar momentul final de calcul este dat de relația (6.42) sau (6.43). În cazul în care $\lambda > 30$ există riscul de pierdere a stabilității iar secțiunea stâlpului va trebui mărită iar calculele reluate.

În cazul în care $10 < \lambda \leq 30$, influența flexibilității se materializează prin mărirea momentului încovoietor al secțiunii cu un coeficient de

majorare η. În acest sens, se calculează mai întâi modulul de rigiditate *EI* la starea limită de rezistență cu relația:

$$EI = E_b \cdot I_b \cdot 0{,}15 \cdot \left(1 + \sqrt{p_{total}}\right) \tag{6.45}$$

unde:

- E_b – modulul de elasticitate al betonului;
- I_b – momentul de inerție al secțiunii egal cu $\frac{\pi \cdot D^4}{64}$;
- p_{total} – reprezintă procentul total de armare a stâlpului; deoarece cantitatea de armătură este necunoscută în acest moment se recomandă a se considera în calcul cea mai dezavantajoasă situație, valoarea procentului total putând fi considerată 0,8%.

Se evaluează forța axială critică cu relația:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_{fl}^2} \tag{6.46}$$

iar coeficientul de majorare a momentului încovoietor de calcul se determină cu formula:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \tag{6.47}$$

unde N_x reprezintă forța axială pe stâlp rezultată din calculul static.

Momentul final pentru dimensionarea stâlpului pe direcția x M_{Ed}^f se determină după cum urmează:

- $M_{Ed}^f = M_{Ed}$, dacă $\lambda \leq 10$;
- $M_{Ed,x}^f = \eta \cdot M_{Ed}$, dacă $\eta \leq 1{,}2$ și $10 < \lambda \leq 30$;
- M_{Ed}^f va rezulta dintr-un calcul de ordinul doi, dacă $\eta > 1{,}2$.

Se recomandă ca secțiunea stâlpului să fie aleasă astfel ca η să nu depășească valoarea de 1,5.

În continuare se vor evalua coeficienții:

$$m = \frac{M_{Ed}^{f} + N \cdot e_a}{\frac{\pi \cdot D^3}{4} \cdot R_c} \qquad \frac{a}{D} \tag{6.48}$$

unde:

- N – forța axială corespunzătoare rezultată din calculul static;
- e_a – excentricitatea adițională a stâlpului ce ține cont de imperfecțiunile de execuție și care se calculează cu relația:

$$e_a = \max\left(\frac{D}{30}, 20\ mm\right) \tag{6.49}$$

Pe baza valorilor determinate cu ecuațiile (6.41) și (6.48), din tabelele 6.8…6.10 (funcție de raportul *a/D*) se va extrage coeficientul *α*.

Calculul armăturii necesare totale pe secțiune se va face cu relația:

$$A_{a,total} = \alpha \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{R_c}{R_a} \tag{6.50}$$

Tabelul 6.8 – *Valorile coeficienților n, m, α pentru* $\frac{a}{D} = 0{,}050$

n	Valorile 1000 *m* pentru α =																			
	0.00	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
1.00	0	0	19	37	52	66	78	90	103	115	126	138	149	161	172	184	212	241	270	300
0.90	29	44	58	70	82	93	105	116	128	139	150	161	172	183	195	206	235	263	292	322
0.85	47	60	71	83	94	105	116	127	138	149	160	171	183	194	205	217	245	274	303	333
0.80	61	72	84	95	105	116	127	138	148	159	170	182	193	204	215	227	255	284	313	343
0.75	73	84	94	105	115	125	136	147	158	169	180	191	202	213	225	236	265	294	322	350
0.70	82	93	103	113	123	134	145	156	166	177	188	200	211	223	234	245	273	301	329	357
0.65	91	100	110	121	131	142	152	163	174	185	197	207	219	230	241	252	279	307	335	362
0.60	96	106	116	127	137	148	159	170	181	191	202	213	224	235	246	257	284	312	339	367
0.55	100	110	121	131	142	153	163	174	185	196	207	217	228	239	250	261	288	316	343	370
0.50	102	112	123	133	144	155	165	176	187	198	209	219	230	241	252	263	290	317	345	372
0.45	101	112	123	133	144	155	166	177	188	198	209	220	231	242	253	264	291	319	346	373
0.40	99	110	121	132	143	154	165	176	187	198	208	219	230	241	252	263	291	318	346	373
0.35	95	106	117	128	139	150	161	173	184	195	206	217	228	239	250	261	289	317	345	372

0.30	88	100	111	123	134	146	157	169	180	191	203	214	225	236	248	259	287	315	343	371
0.28	85	97	109	120	132	143	155	167	178	189	201	212	223	235	246	257	285	313	341	370
0.26	82	93	106	117	129	141	153	164	176	187	199	210	221	233	244	256	284	312	340	368
0.24	78	90	102	114	126	138	150	162	173	185	196	208	219	231	242	254	282	310	339	367
0.22	74	86	98	111	123	135	146	159	170	182	194	205	217	228	240	251	280	309	337	365
0.20	69	82	95	107	119	131	143	155	167	179	191	203	214	226	238	249	278	307	335	364
0.18	64	77	90	103	115	127	140	152	164	176	188	200	211	223	235	247	276	304	333	362
0.16	59	72	85	98	111	123	136	148	160	172	185	196	208	220	232	244	273	302	331	360
0.14	53	67	80	93	106	119	132	144	156	169	181	193	205	217	229	241	270	300	329	357
0.12	47	61	75	88	101	114	127	140	152	165	177	189	202	214	226	238	267	297	326	355
0.10	40	55	69	82	96	109	123	135	148	160	173	186	198	210	222	234	264	294	323	353
0.08	34	48	63	77	90	104	117	131	144	156	169	181	194	206	219	231	261	291	321	350
0.06	26	41	57	70	85	98	112	125	139	152	164	177	190	202	215	227	258	288	318	347
0.04	18	34	50	64	79	93	106	120	133	147	160	173	185	198	211	223	254	285	314	344
0.02	10	26	42	57	72	87	100	115	128	142	155	168	181	194	206	219	250	281	311	341
0.00	0	18	34	51	66	80	95	109	123	136	150	163	170	189	202	215	246	277	307	338
-0.02	-	9	26	43	59	74	88	102	117	131	144	158	171	184	197	210	242	273	304	334
-0.04	-	0	18	35	51	67	82	96	111	125	138	152	166	179	192	205	237	269	300	331
-0.06	-	-	9	27	43	59	74	89	104	119	133	147	160	174	187	200	233	264	296	327
-0.08	-	-	0	18	35	51	67	83	98	113	127	141	155	168	182	195	228	260	292	323
-0.10	-	-	-	9	27	43	60	76	90	106	120	135	149	163	177	190	223	256	287	319
-0.12	-	-	-	0	18	35	52	68	84	98	113	128	143	157	171	184	218	251	283	315
-0.14	-	-	-	-	9	27	44	60	76	91	107	122	136	150	164	179	213	246	279	311
-0.16	-	-	-	-	0	18	36	52	69	84	100	115	130	144	159	172	207	241	273	306
-0.18	-	-	-	-	-	9	27	44	60	77	92	108	122	138	152	166	202	235	269	302
-0.20	-	-	-	-	-	0	18	36	52	69	85	100	116	131	145	160	195	230	264	297
-0.22	-	-	-	-	-	-	9	27	44	61	77	93	109	124	139	153	189	225	258	291
-0.24	-	-	-	-	-	-	0	18	36	52	69	85	101	116	132	147	183	219	253	286
-0.26	-	-	-	-	-	-	-	9	27	44	61	77	94	110	125	140	177	213	247	281

Tabelul 6.9 – *Valorile coeficienţilor n, m, α pentru* $\frac{a}{D} = 0{,}075$

n	Valorile 1000 *m* pentru α =																			
	0.00	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
1.00	0	1	20	36	52	65	76	89	100	112	122	133	144	155	166	177	204	230	258	285
0.90	29	44	57	69	80	92	103	113	124	135	145	156	166	177	187	198	224	251	278	306
0.85	47	59	70	82	93	103	114	124	134	145	155	165	176	186	197	207	234	261	288	316

0.80	61	72	83	93	103	114	124	134	144	154	164	175	185	196	206	217	244	271	298	326
0.75	73	83	93	103	113	123	133	143	153	163	173	184	194	205	215	226	253	280	307	334
0.70	83	92	102	111	121	131	141	151	161	171	182	192	203	213	224	235	261	288	314	340
0.65	90	100	109	118	128	138	148	158	169	179	189	200	210	221	231	242	268	294	320	346
0.60	96	105	115	124	134	144	154	165	175	185	195	206	216	226	236	247	273	299	324	350
0.55	100	110	119	129	139	148	158	169	179	189	199	209	219	230	240	250	276	301	327	353
0.50	102	111	121	131	141	151	161	171	181	192	202	212	222	232	243	253	279	304	330	356
0.45	101	111	121	131	141	152	162	172	182	192	203	213	223	233	244	254	280	305	331	357
0.40	99	109	119	130	140	150	161	171	181	191	202	212	222	233	243	254	279	305	331	357
0.35	95	105	116	126	137	147	158	168	179	189	199	210	220	231	241	252	278	304	330	356
0.30	88	99	110	121	132	143	153	164	175	186	196	207	217	228	239	249	276	302	328	354
0.28	85	96	108	118	129	140	151	162	173	184	194	205	216	226	237	248	274	301	327	353
0.26	82	93	104	116	127	138	149	160	171	181	192	203	214	225	235	246	273	299	326	352
0.24	78	89	101	112	124	135	146	157	168	179	190	201	212	222	233	244	271	298	324	351
0.22	73	85	97	109	120	132	143	154	165	176	187	198	209	220	231	242	269	296	323	349
0.20	69	81	93	105	117	128	140	151	162	173	185	196	207	218	229	240	267	294	321	348
0.18	64	77	89	101	113	125	136	148	159	170	182	193	204	215	226	237	265	292	319	346
0.16	59	71	84	96	109	120	132	144	155	167	178	190	201	212	224	235	262	290	317	344
0.14	53	67	79	91	104	116	128	140	152	164	175	187	198	209	220	232	260	287	315	342
0.12	47	60	73	87	99	111	124	136	148	159	171	183	195	206	217	229	257	285	312	340
0.10	41	55	68	82	94	107	119	132	144	156	167	179	191	203	214	226	254	282	310	337
0.08	33	48	62	76	89	101	114	127	139	151	163	175	187	199	210	222	251	279	307	334
0.06	25	41	55	70	83	96	109	122	135	147	159	171	183	195	206	219	247	276	304	332
0.04	18	34	49	63	77	90	104	117	129	142	155	167	179	191	203	214	243	272	301	329
0.02	9	26	42	57	71	84	98	111	124	137	150	162	174	186	199	210	240	269	298	326
0.00	0	18	34	49	64	78	92	105	118	131	144	157	170	182	194	206	236	266	294	323
-0.02	-	9	26	42	57	72	85	100	113	126	139	152	165	177	189	202	232	262	291	320
-0.04	-	0	18	34	49	65	79	93	107	121	134	147	160	172	185	197	227	258	287	316
-0.06	-	-	10	26	42	57	73	87	101	114	128	142	154	167	180	192	223	253	283	313
-0.08	-	-	0	18	34	50	65	80	95	109	122	135	149	162	175	187	219	249	279	309
-0.10	-	-	-	9	26	43	57	73	87	102	116	130	143	156	169	182	214	245	275	305
-0.12	-	-	-	0	18	34	50	66	81	95	110	123	137	150	163	177	209	240	271	301
-0.14	-	-	-	-	9	26	43	58	74	88	103	117	131	144	158	172	204	235	266	296
-0.16	-	-	-	-	0	18	34	50	66	81	96	111	125	138	152	165	198	230	261	292
-0.18	-	-	-	-	-	9	26	42	58	74	89	104	118	132	146	160	193	225	256	287
-0.20	-	-	-	-	-	0	18	34	50	66	81	96	111	126	139	153	187	220	252	283
-0.22	-	-	-	-	-	-	9	26	42	58	74	90	105	119	133	147	181	214	247	278
-0.24	-	-	-	-	-	-	0	18	34	50	67	82	97	112	126	141	175	209	241	273
-0.26	-	-	-	-	-	-	-	9	27	42	57	74	90	105	119	134	169	203	236	268

Tabelul 6.10 – *Valorile coeficienților n, m, α pentru* $\frac{a}{D} = 0{,}100$

n	Valorile 1000 m pentru α =																			
	0.00	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
1.00	0	0	20	36	50	63	75	86	98	108	119	129	139	150	160	170	195	220	245	271
0.90	29	44	56	68	79	90	100	110	121	131	140	150	160	170	180	189	214	239	264	290
0.85	47	59	70	81	91	101	111	121	131	140	150	160	169	179	189	199	223	248	274	299
0.80	61	72	82	92	102	111	121	130	140	149	159	168	178	188	198	207	232	257	283	308
0.75	73	83	92	101	111	120	129	139	148	158	167	176	186	196	206	216	241	266	292	317
0.70	83	92	101	110	119	128	137	146	156	165	175	184	194	204	214	224	249	274	299	323
0.65	90	99	108	117	125	135	144	153	163	172	182	192	202	212	221	231	256	280	305	329
0.60	96	105	113	122	131	140	150	159	169	179	188	198	208	217	227	237	261	285	309	333
0.55	100	109	118	127	136	146	155	164	174	183	193	202	212	221	231	241	265	289	313	337
0.50	102	111	120	129	138	148	157	166	176	185	195	204	214	223	233	243	267	291	315	339
0.45	102	111	120	130	139	148	158	167	177	186	196	205	215	224	234	244	268	292	316	340
0.40	99	109	118	129	137	147	157	166	176	185	195	205	215	224	233	244	268	292	316	340
0.35	95	105	114	124	134	144	154	163	173	183	193	202	212	222	232	242	266	290	315	339
0.30	88	99	109	119	129	140	150	160	170	180	190	200	210	220	229	239	264	289	313	338
0.28	85	96	106	117	127	137	147	158	168	178	188	198	208	218	228	238	263	288	312	337
0.26	82	93	103	114	124	135	145	155	166	176	186	196	206	216	226	236	261	286	311	336
0.24	78	89	100	111	121	132	142	153	163	173	184	194	204	214	224	234	260	285	310	334
0.22	74	85	96	107	118	129	139	150	160	171	181	191	202	212	222	232	258	283	308	333
0.20	69	81	92	103	114	125	136	147	158	168	178	189	199	210	220	230	256	281	306	332
0.18	64	76	88	99	111	121	133	143	154	165	175	186	197	207	218	228	254	279	304	330
0.16	59	71	83	95	106	118	129	140	151	162	172	183	194	204	215	225	251	277	302	328
0.14	53	66	78	90	102	113	125	136	147	158	169	180	191	201	212	223	249	275	300	326
0.12	47	60	73	85	97	109	120	132	143	155	166	177	187	198	209	220	246	272	298	324
0.10	41	54	67	79	92	104	116	128	139	151	162	173	184	195	206	217	243	270	295	321
0.08	33	48	61	74	87	99	111	123	135	146	158	169	180	191	202	213	240	267	293	319
0.06	26	40	55	68	81	94	106	118	130	142	153	165	176	187	198	210	237	263	290	316
0.04	18	33	48	62	75	88	100	113	125	137	149	161	172	183	195	206	233	263	287	313
0.02	9	26	41	55	69	82	95	108	120	132	144	156	168	179	191	202	230	257	284	311
0.00	0	18	34	48	63	76	89	102	115	127	139	151	163	175	186	198	226	254	281	308
-0.02	-	9	25	41	56	70	83	96	109	122	134	146	159	170	182	194	222	250	277	304
-0.04	-	0	18	33	49	63	77	90	103	116	129	141	154	166	177	189	218	246	274	301
-0.06	-	-	9	26	41	56	70	84	97	110	123	136	148	161	172	184	214	242	270	298
-0.08	-	-	0	17	34	49	63	77	91	104	117	130	143	155	167	179	209	238	266	294
-0.10	-	-	-	9	25	41	56	71	84	98	112	124	137	150	162	175	205	234	262	290
-0.12	-	-	-	0	17	33	48	63	78	91	105	118	131	144	157	169	199	229	358	286
-0.14	-	-	-	-	9	26	42	56	71	85	99	112	126	138	151	164	195	224	254	282

-0.16	-	-	-	-	0	18	34	49	64	78	92	106	119	132	146	158	190	220	250	278
-0.18	-	-	-	-	-	9	25	41	56	71	85	99	113	127	139	153	184	215	245	274
-0.20	-	-	-	-	-	0	17	34	49	64	78	93	107	121	134	147	179	210	240	269
-0.22	-	-	-	-	-	-	9	25	41	56	71	86	100	114	128	140	173	204	235	265
-0.24	-	-	-	-	-	-	0	18	33	49	64	78	93	107	121	135	167	199	230	260
-0.26	-	-	-	-	-	-	-	9	26	41	56	71	86	100	115	128	161	193	225	255

Cantitatea necesară totală de armătură $A_{a,total}$ determinată la acest punct va sta la baza stabilirii diametrului şi a numărului efectiv de bare pe secţiune.

6.2.7. Elaborarea schiţei de armare

Pentru stabilirea efectivelor de armătură vor trebui respectate aceleaşi reguli ca la punctul 6.1.7, singura diferenţă apărând la numărul minim de bare pe secţiune care, în acest caz, este 6.

6.2.8. Calculul armăturilor transversale

Armăturile transversale (etrierii) sunt prevăzuţi atât pentru preluarea forţei tăietoare cât şi pentru îmbunătăţirea comportării la compresiune şi evitarea formării articulaţiilor plastice.

În cazul structurilor bine conformate, forţele tăietoare rezultate pe stâlpi din programele de calcul sunt foarte mici şi pot fi preluate prin simple măsuri de armare constructivă.

În aceste condiţii, forţa tăietoare de proiectare pentru stâlpi se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel sub momentele de acţiune de la extremităţi corespunzătoare fiecărui sens de acţiune a sarcinii seismice ce conduce la formarea articulaţiilor plastice în nod. Relaţia de calcul a forţei tăietoare este:

$$T_{\max} = \frac{M_{dc,1} + M_{dc,2}}{H_{nivel}} \qquad (6.51)$$

unde:

- T_{max} – valoarea forței tăietoare în stâlpi asociată mecanismului de plastifiere;
- $M_{dc,i}$ – momentul maxim ce se dezvoltă la cele două extremități, calculat cu relația (6.52);
- H_{nivel} – înălțimea nivelului.

Momentele maxime de la extremitățile stâlpului se calculează cu relația:

$$M_{dc,i} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}\right) \quad (6.52)$$

unde:

- γ_{Rd} –factor de suprarezistență datorat efectului de consolidare al oțelului și al fretării betonului cu valoarea de 1,3 la nivelul de bază și de 1,2 la nivelurile superioare;
- $M_{Rb,i}$ – momentul capabil de la extremitatea i a stâlpului;
- ΣM_{Rc} – suma momentelor capabile a stâlpilor care intră în nod;
- ΣM_{Rb} – suma momentelor capabile a grinzilor care intră în nod.

Determinarea momentelor capabile pentru elementele ce intersectează nodul se va face conform prevederilor din capitolul 7.

Pentru a verifica dacă secţiunea de beton adoptată este capabilă să preia forţa tăietoare maximă, se calculează nivelul de solicitare la forţă tăietoare cu relaţia:

$$\overline{Q} = \frac{T_{\max}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot R_t} \quad (6.53)$$

unde:

- $\bar{Q}$ – nivelul de solicitare al secțiunii la forță tăietoare;
- T_{max} – forţa tăietoare exterioară maximă;
- R_t – rezistenţa de calcul la întindere a betonului.

Funcție de mărimea nivelului de solicitare se vor lua următoarele decizii:

a) dacă $\bar{Q} \leq 0{,}5$, calculul la forță tăietoare nu este necesar, etrierii dispunându-se pe criterii constructive;
b) dacă $0{,}5 < \bar{Q} \leq 2$, calculul la forţă tăietoare este necesar, etrierii fiind dimensionați pe baza relațiilor prezentate în continuare;

c) dacă $\bar{Q} > 2$, secțiunea de beton este incapabilă să preia solicitările din forță tăietoare fiind necesară o mărire a acesteia și refacerea calculelor.

Rezistența de calcul la întindere a betonului se afectează cu un coeficient al condițiilor de lucru m_t cu valoarea:

- $m_t = 1$, dacă $\bar{Q} < 1{,}0$;
- $m_t = \frac{3-\bar{Q}}{2} \leq 1$, dacă $1{,}0 \leq \bar{Q} \leq 2$.

Rezistența finală de calcul la întindere a betonului se calculează cu relația:

$$R_{t,red} = m_t \cdot R_t \tag{6.54}$$

Se determină procentul de armare din zona întinsă în dreptul fisurii înclinate cu relația:

$$p = \frac{A_{ai}}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} \cdot 100 \tag{6.55}$$

unde:

- A_{ai} – suma tuturor barelor de armătură longitudinale din zona întinsă ce intersectează fisura.

Deoarece ultimul etrier intersectat de fisură poate să nu preia în bune condiții forța tăietoare, aportul acestuia la capacitatea portantă a elementului se ignoră. Practic, reducerea capacității portante cu ceea ce poate prelua ultimul etrier este echivalentă cu mărirea forței tăietoare necesare cu exact aceeași valoare.

Pentru continuarea calculelor este necesar să se impună un diametru pentru etrieri. Uzual se stabilește într-o primă fază cel mai mic diametru acceptat pentru etrieri. Diametrul minim pentru etrieri este cea mai mare din valorile:

- ¼ din diametrul maxim al armăturilor longitudinale;
- 6 mm la etrierii interiori pentru stâlpii cu $h \leq 800$ mm;
- 8 mm la etrierii perimetrali și la ceilalți etrieri interiori.

De asemenea se vor impune pentru început etrieri dubli cu patru ramuri ($n_e = 4$) din considerente de evitare a formării articulațiilor plastice în stâlpi.

În continuare se va determina forţa tăietoare preluată de etrieri pe unitatea de lungime, cu relaţia:

$$q_e = \frac{\left(T_{\max} + A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at}\right)}{3{,}15 \cdot D^3 \cdot R_{t,red} \cdot \sqrt{p}} \tag{6.56}$$

unde:

- A_{et} – suma ariilor tuturor ramurilor de etrier intersectate de fisură:

$$A_{et} = n_e \cdot A_e \tag{6.57}$$

  unde:
  - n_e – numărul de ramuri ce intersectează fisura;
  - A_e – aria unei ramuri (bare) de etrier;
- m_{at} – coeficient al condițiilor de lucru pentru oțel cu valoarea:
  - 0,8 pentru armături din oțel laminat (OB37, PC52, PC60);
  - 0,7 pentru armături din sârme trase (STNB, STPB);
- R_{at} – rezistenţa de calcul la întindere a armăturii transversale;
- $R_{t,red}$ – rezistenţa de calcul la întindere a betonului, conform relației (6.54);
- p - procentul de armare din zona întinsă în dreptul fisurii înclinate, conform relației (6.55).

Pentru verificarea valorii q_e determinată cu relația (6.56) se va calcula raportul:

$$\frac{s_i}{D} = \sqrt{\frac{0{,}58 \cdot D^3 \cdot \sqrt{p}}{q_e}} \tag{6.58}$$

Dacă raportul $s_i / D \leq 2{,}2$ valoarea lui q_e determinată cu ecuația (6.56) este corectă și se poate trece la pasul următor.

Dacă raportul $s_i / D > 2{,}2$ se va recalcula valoarea lui q_e cu relația:

$$q_e = \frac{T_{\max} + A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at} - 0{,}35 \cdot D^2 \cdot R_t \cdot \sqrt{p}}{2{,}2 \cdot D} \tag{6.59}$$

În final se va calcul distanța dintre etrieri cu relația:

$$a_e = \frac{A_{et} \cdot m_{at} \cdot R_{at}}{q_e} \tag{6.60}$$

unde:

- a_e – distanța dintre doi etrieri consecutivi.

Funcție de valoarea distanței dintre etrieri rezultată, pot exista trei situații distincte:

a) dacă distanța dintre etrieri $a_e \geq a_{e,max}$ se va păstra diametrul de etrier ales și se va impune $a_e = a_{e,max}$; $a_{e,max}$ se va determina cu relația:

$$a_{e,\max} = \min\left(\frac{D}{3}, 125mm, 7 \cdot \phi_{long.}^{\min}\right) \tag{6.61}$$

unde $\phi_{long.}^{\min}$ este diametrul minim al armăturilor longitudinale; la nivelul de bază se înlocuiește ultima condiție din ecuația (6.61) cu $6 \cdot \phi_{long.}^{\min}$;

b) dacă 100 mm $\leq a_e \leq a_{e,max}$ se va păstra diametrul de etrier ales și se va impune o valoare a_e multiplu de 25 mm imediat inferioară celei rezultate cu ecuația (6.60); de ex. dacă s-a obținut valoarea a_e = 112 mm cu ecuația (6.60), se va impune în final a_e = 100 mm;

c) dacă a_e < 100 mm diametrul ales pentru etrieri este prea mic; în aceste condiții se va mări diametrul etrierilor și se vor relua calculele de la ecuația (6.56); dacă se ajunge la un diametru ϕ12 iar a_e < 100 mm se pot adopta etrieri cu șase ramuri (n_e = 6) dacă numărul de bare longitudinale o permite sau, în cazul în care inițial s-a utilizat pentru

etrieri un oțel de tip OB37, se pot face etrierii din oțel PC52.

După finalizarea calculului și obținerea rezultatelor finale, se va calcula procentul de armare transversală cu relația:

$$p_e = \frac{A_{et}}{a_e \cdot D \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{4}} \cdot 100 \geq p_e^{\min} \tag{6.62}$$

Dacă procentul de armare transversală $p_e \leq p_e^{\min}$, se va mări diametrul etrierilor astfel ca procentul de armare transversală să fie mai mare decât procentul minim de armare transversală.

Valoarea procentului minim de armare transversală se va considera:

- pentru stâlpi la care n ≤ 0,35:

$$p_e^{\min} = \max \begin{cases} 10 \cdot \frac{R_c}{R_a} \cdot (0{,}4 + n) \\ 0{,}5\% \text{ la nivelul de bază} \\ 0{,}35 \text{ la nivelurile superioare} \end{cases} \tag{6.63}$$

- pentru stâlpi la care 0,35 < n ≤ 0,55:

$$p_e^{\min} = \max \begin{cases} 10 \cdot \frac{R_c}{R_a} \cdot (0{,}4 + n) + 0{,}5 \cdot (n - 0{,}35) \\ 0{,}5\% \text{ la nivelul de bază} \\ 0{,}35 \text{ la nivelurile superioare} \end{cases} \tag{6.64}$$

Dispunerea etrierilor la distanța a_e se va face în zonele critice. Dacă n ≤ 0,35, zonele de la extremitățile stâlpilor se vor considera zone critice pe o lungime:

$$l_{cr} \geq \max\left(1{,}5 \cdot h_{st}, \frac{H_0}{6}, 600 \text{ mm}\right) \tag{6.65}$$

unde s-a considerat că h_{st} este cea mai mare dimensiune a secțiunii stâlpului iar H_0 este înălțimea liberă a nivelului.

Pentru stâlpi la care 0,4 < ξ ≤ 0,55 lungimea zonei critice se calculează cu relația:

$$l_{cr} \geq 1{,}25 \cdot \max\left(1{,}5 \cdot h_{st}, \frac{H_0}{6}, 600 \text{ mm}\right) \qquad (6.66)$$

Dacă $H_0 / h_{st} < 3$ întreaga înălțime a stâlpului se consideră zonă critică și se va arma în consecință.

La clădirile cu până la cinci niveluri, la nivelul de bază lungimea critică se va mări cu 50% față de cea calculată cu relațiile (6.65)…(6.66).

La clădirile cu mai mult de cinci niveluri, la primele două niveluri de la baza structurii lungimea critică se va mări cu 50% față de cea calculată cu relațiile (6.65)…(6.66).

Porțiunile drepte de la capetele ciocurilor etrierilor trebuie să aibă o lungime minimă de 10*d*.

De regulă, fiecare bară trebuie să fie legată de un colț de etrier sau de agrafă. Se acceptă legarea barelor longitudinali din două în două doar dacă distanța dintre două ramuri consecutive ale etrierilor este mai mică de 200 mm. Distanța maximă între etrieri în afara zonelor critice se va limita la 200 mm.

În cazul stâlpilor fretați, la alcătuirea armăturii transversale (fretei), se vor respecta următoarele reguli:

- diametrul minim al fretei: 6 mm;
- pasul fretei *s* va respecta condițiile:

$$50mm \leq s \leq 80mm \quad \text{și} \quad s \leq \frac{d_s}{5} \qquad (6.67)$$

unde *s* este pasul fretei iar d_s este diametrul sâmburelui de beton fretat determinat cu relația:

$$d_s = D - 2 \cdot a \qquad (6.68)$$

unde *a* se determină cu ecuația (6.39);

- procentul de armare longitudinală raportată la aria sâmburelui de beton trebuie să fie minim 0,5:

$$p = \frac{A_{a,total}}{\frac{\pi \cdot d_s^2}{4}} \cdot 100 \geq 0,5\% \qquad (6.69)$$

6.3. Proiectarea stâlpilor lamelari

Proiectarea stâlpilor lamelari se face în mod similar ca pentru stâlpi rectangulari cu menționea că pentru fiecare direcție de acțiune a seismului doar o parte a secțiunii este activă și este luată în calcul (conform fig. 6.4).

În figura 6.4.a sunt prezentate diverse secțiuni de stâlpi lamelari. În figura 6.4.b sunt prezentate secțiunile active de calcul pentru ipoteza acțiunii seismului pe direcție transversală iar în figura 6.4.c sunt prezentate secțiunile active de calcul pentru ipoteza acțiunii seismului pe direcție longitudinală.

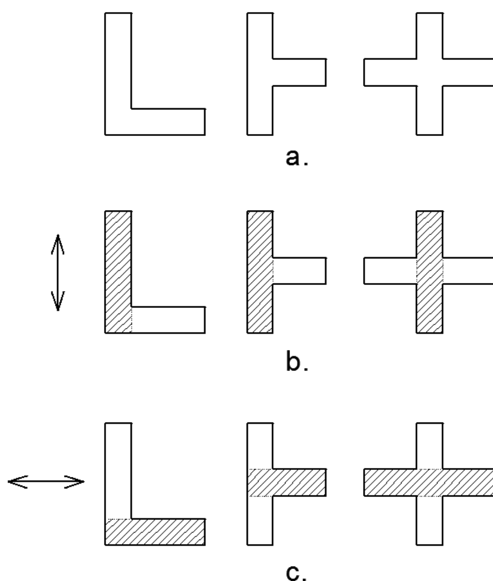


Fig. 6.4 – *Secțiuni active de calcul la stâlpii lamelari*

Calculul se va desfășura după aceiași pași ca cei prezentați la punctul 6.1.

7. DETERMINAREA MOMENTELOR CAPABILE ALE ELEMENTELOR DE BETON ARMAT

În procesul de dimensionare al elementelor de beton armat, este necesară evaluarea momentelor capabile pentru grinzile și stâlpii care intră în nod.

Acest lucru este justificat deoarece întotdeauna cantitățile efective de armătură sunt mai mari decât cele necesare. Uneori aceste cantități pot fi mărite suplimentar din condiții de procent minim de armare putându-se ajunge la un moment dat ca supradimensionarea grinzilor să fie mai mare comparativ cu cea a stâlpilor iar primele articulații plastice să se formeze în stâlpi.

În aceste condiții, este necesară verificarea momentelor capabile efective ale elementelor structurale pentru evitarea comportării necorespunzătoare a structurii la seism.

Determinarea momentelor capabile presupune cunoașterea dimensiunilor geometrice, a rezistențelor materialului, a cantităților de armătură iar în cazul stâlpilor și a forței axiale corespunzătoare.

7.1. Determinarea momentelor capabile ale grinzilor cu secțiunea dreptunghiulară

Evaluarea momentelor capabile a grinzilor prezentate la acest punct se face în ipoteza că secțiunile sunt situate în zone critice ($\xi \le 0,25$). Dacă se dorește evaluarea momentelor capabile situate în zone necritice se va impune condiția $\xi \le 0,55$.

Determinarea momentului capabil al grinzilor cu secțiunea dreptunghiulară considerate ca fiind simplu armate se face în următorii pași:

a) se calculează distanța *a* cu relația:

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \tag{7.1}$$

unde acoperirea cu beton a_b se stabilește conform prevederilor din capitolul 1 iar ϕ este diametrul barelor din zona întinsă;

b) se calculează înălțimea activă a secțiunii:

$$h_0 = h_{gp} - a \tag{7.2}$$

c) se calculează înălțimea zonei comprimare:

$$x = \frac{A_a \cdot R_a}{b_{gp} \cdot R_c} \tag{7.3}$$

d) se verifică înălțimea zonei comprimate astfel:

- dacă $x \le 0,25 \cdot h_0$, valoarea lui x determinată cu relația (7.3) este bună;
- dacă $x > 0,25 \cdot h_0$, secțiunea simplu armată nu respectă condițiile zonelor critice și va trebui calculată ca secțiune dublu armată;

e) se calculează momentul capabil cu relația:

$$M_{cap} = b_{gp} \cdot x \cdot R_c \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \tag{7.4}$$

În cazul în care secțiunea de beton se consideră ca fiind dublu armată, determinarea momentelor capabil se face cu relațiile:

a) se calculează distanțele *a* și *a'* cu relațiile:

$$a = a_b + \frac{\phi}{2}$$
$$a = a_b + \frac{\phi'}{2} \tag{7.5}$$

unde acoperirea cu beton a_b se stabilește conform prevederilor din capitolul 1, ϕ este diametrul barelor din zona

întinsă iar *ϕ'* este diametrul barelor din zona comprimată;

b) se calculează înălțimea activă a secțiunii și distanța dintre barele de armătură:

$$h_0 = h_{gp} - a$$
$$h_a = h_0 - a' \tag{7.6}$$

c) se calculează procentele de armare:

$$p = \frac{A_a}{b_{gp} \cdot h_0} \cdot 100$$
$$p = \frac{A_a^{'}}{b_{gp} \cdot h_0} \cdot 100 \tag{7.7}$$

unde A_a și $A_a^{'}$ sunt cantitățile de armătură din zona întinsă și din zona comprimată;

d) se calculează înălțimea relativă a zonei comprimate cu relația:

$$\xi = \frac{p - p'}{100} \cdot \frac{R_a}{R_c} \tag{7.8}$$

e) se verifică înălțimea relativă a zonei comprimate astfel:
   - dacă $\xi \le 0,25$, valoarea lui ξ determinată cu relația (7.8) este bună;
   - dacă $x > 0,25$, secțiunea nu respectă condițiile zonelor critice și va trebui reproiectată; în aceste condiții se poate evalua un moment capabil corespunzător doar pentru secțiunile nesituate în zonele plastice potențiale;

f) se calculează momentul capabil cu relația:

$$M_{cap} = b_{gp} \cdot h_0^2 \cdot R_c \cdot \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) + A_a^{'} \cdot R_a \cdot h_a \tag{7.9}$$

7.2. Determinarea momentelor capabile ale grinzilor cu secțiunea T

Evaluarea momentelor capabile a grinzilor prezentate la acest punct se face în ipoteza că secțiunile sunt situate în zone critice ($\xi \leq 0,25$). Dacă se dorește evaluarea momentelor capabile situate în zone necritice se va impune condiția $\xi \leq 0,55$.

Determinarea momentului capabil al grinzilor cu secțiunea **T** considerate ca fiind simplu armate se face în următorii pași:

a) se calculează distanța *a* cu relația:

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \quad (7.10)$$

unde acoperirea cu beton a_b se stabilește conform prevederilor din capitolul 1 iar ϕ este diametrul barelor din zona întinsă;

b) se calculează înălțimea activă a secțiunii:

$$h_0 = h_{gp} - a \quad (7.11)$$

c) se calculează lățimea activă de placă b_p conform prevederilor de la capitolul 5;

d) se calculează aria de armătură corespunzătoare la $x = h_p$:

$$A_a^{\lim} = \frac{b_p \cdot h_p \cdot R_c}{R_a} \quad (7.12)$$

e) dacă $A_a \leq A_a^{\lim}$ momentul capabil se determină conform punctelor f)…h); în caz contrar, dacă $A_a > A_a^{\lim}$ momentul capabil se calculează conform prevederilor punctelor i)…m);

f) dacă $A_a \leq A_a^{\lim}$ se calculează înălțimea zonei comprimare:

$$x = \frac{A_a \cdot R_a}{b_p \cdot R_c} \tag{7.13}$$

g) se verifică înălțimea zonei comprimate astfel:
- dacă $x \leq 0,25 \cdot h_0$, valoarea lui x determinată cu relația (7.13) este bună;
- dacă $x > 0,25 \cdot h_0$, secțiunea simplu armată nu respectă condițiile zonelor critice și va trebui calculată ca secțiune dublu armată;

h) se calculează momentul capabil cu relația:

$$M_{cap} = b_p \cdot x \cdot R_c \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \tag{7.14}$$

i) dacă $A_a > A_a^{\lim}$ se calculează cantitățile de armătură:

$$A_{a,II} = \frac{(b_p - b) \cdot h_p \cdot R_c}{R_a} \qquad A_{a,I} = A_a - A_{a,II} \tag{7.15}$$

j) se determină înălțimea relativă a zonei comprimate:

$$\xi = \frac{A_{a,I} \cdot R_a}{b_{gp} \cdot h_0 \cdot R_c} \tag{7.16}$$

k) se verifică înălțimea relativă a zonei comprimate astfel:
- dacă $\xi \leq 0,25$, valoarea lui ξ determinată cu relația (7.16) este bună;
- dacă $x > 0,25$, secțiunea nu respectă condițiile zonelor critice și va trebui reproiectată;

l) se calculează momentele parțiale capabile:

$$M_I = b_{gp} \cdot h_0^2 \cdot R_c \cdot \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)$$
$$M_{II} = A_{a,II} \cdot R_a \cdot \left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right) \quad (7.17)$$

m) se calculează momentul final capabil:

$$M_{cap} = M_I + M_{II} \quad (7.18)$$

Secțiunile aflate în zonele critice din reazem sunt proiectate să lucreze ca secțiuni **T** simplu armate.

Cazul de dublă armare rezultă foarte rar la secțiunile T iar la cele aflate în zone critice nu se recomandă armarea dublă.

7.3. Determinarea momentelor capabile ale stâlpilor rectangulari

Calculul momentului capabil al stâlpilor rectangulari solicitați la compresiune excentrică se face astfel:

a) se calculează distanța a cu relația:

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \quad (7.19)$$

unde acoperirea cu beton a_b se stabilește conform prevederilor din capitolul 1 iar ϕ este diametrul barelor din zona întinsă;

b) se calculează înălțimea activă a secțiunii:

$$h_0 = h_{st} - a \quad (7.20)$$

c) se calculează înălțimea relativă a zonei comprimate:

$$\xi = \frac{N}{b_{st} \cdot h_0 \cdot R_c} \quad (7.21)$$

d) se verifică înălțimea relativă a zonei comprimate astfel:
- dacă $\xi \le 0,55$, valoarea lui ξ determinată cu relația (7.21) este bună;
- dacă $\xi > 0,55$, secțiunea nu respectă condițiile de ductilitate și va trebui redimensionată;

e) se calculează coeficienții:

$$n = \frac{N}{b_{st} \cdot h_{st} \cdot R_c} \qquad \alpha = \frac{A_a \cdot R_a}{b_{st} \cdot h_{st} \cdot R_c} \qquad \frac{a}{h_{st}} \tag{7.22}$$

f) din tabelele 6.3…6.6 se scoate coeficientul m;

g) se calculează coeficientul η conform punctului 6.1.6;

h) se calculează excentricitatea adițională:

$$e_a = \max\left(\frac{h_{st}}{30}, 20mm\right) \tag{7.23}$$

i) se calculează momentul maxim cu relația:

$$M_{\max} = \frac{m \cdot b_{st} \cdot h_{st}^2 \cdot R_c - N \cdot e_a}{\eta} \tag{7.24}$$

7.4. Determinarea momentelor capabile ale stâlpilor circulari

Calculul momentului capabil al stâlpilor rectangulari solicitați la compresiune excentrică se face astfel:

j) se calculează distanța a cu relația:

$$a = a_b + \frac{\phi}{2} \tag{7.25}$$

unde acoperirea cu beton a_b se stabilește conform prevederilor din capitolul 1 iar ϕ este diametrul barelor din zona întinsă;

k) se calculează valoarea normalizată a forței axiale:

$$n = \frac{N}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot R_c} \tag{7.26}$$

l) se verifică secțiunea de beton astfel:

- dacă $n \leq 0{,}55$, valoarea lui n determinată cu relația (7.26) este bună;
- dacă $n > 0{,}55$, secțiunea nu respectă condițiile de ductilitate și va trebui redimensionată;

m) se calculează coeficienții:

$$\alpha = \frac{A_a \cdot R_a}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot R_c} \qquad \frac{a}{D} \tag{7.27}$$

n) din tabelele 6.8…6.10 se scoate coeficientul m;

o) se calculează coeficientul η conform punctului 6.2.6;

p) se calculează excentricitatea adițională:

$$e_a = \max\left(\frac{D}{30}, 20mm\right) \tag{7.28}$$

q) se calculează momentul maxim cu relația:

$$M_{\max} = \frac{m \cdot \frac{\pi \cdot D^3}{4} \cdot R_c - N \cdot e_a}{\eta} \tag{7.29}$$

8. BIBLIOGRAFIE

1. R. Agent, T. Postelnicu, D. Dumitrescu – *Îndrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor structurale de beton armat*. Editura Tehnică, București, 1992.
2. STAS 10107/0-1990 – *Calculul şi alcătuirea elementelor structurale din beton, beton armat şi beton precomprimat.*
3. STAS 10107/1-1990 – *Planşee din beton armat şi beton precomprimat. Prescripţii generale de proiectare.*
4. STAS 10107/2-1992 – *Planşee curente din plăci şi grinzi din beton armat şi beton precomprimat. Prescripţii de calcul şi alcătuire.*
5. STAS 10107/3-1990 – *Planşee cu nervuri dese din beton armat şi beton precomprimat. Prescripţii de proiectare.*
6. STAS 10107/4-1990 – *Planşee casetate din beton armat. Prescripţii de proiectare.*
7. CP 012/1-2007 – *Cod de practică pentru producerea betonului.*
8. ST 009-2004 – *Specificaţie tehnică privind produsele din oţel utilizate ca armături: cerinţe şi criterii de performanţă.*
9. SR EN 1992-1-1: 2004 – *Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri.*
10. NE 012-1: *2007 – Cod de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat. Partea 1: producerea betonului.*
11. NE 012-2: *2009 – Cod de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat. Partea 1: Executarea lucrărilor din beton.*

12. A. Cuciureanu, L. Tuleaşcă – *Structuri din beton armat. Structură etajată monolită*. Ed. “Gh. Asachi”, Iași, 1998.

13. SR EN 1990-2004 – *Bazele proiectării structurilor*.

14. STAS 10101/2A1-1987 – *Încărcări tehnologice din exploatare pentru construcţii civile, industriale şi agrozootehnice*.

15. STAS 10101/1-1978 – *Greutăţi tehnice şi încărcări permanente*.

16. CR 0-2005 – *Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcţii*.

17. CR 1-1-3-2005 – *Cod de proiectare. Evaluarea acţiunii zăpezii asupra construcţiilor*.

18. NP 082-2004 – *Cod de proiectare. Bazele proiectării şi acţiuni asupra construcţiilor. Acţiunea vântului.*

19. P 100/1-2006 – *Cod de proiectare seismică. Partea I, volumul 1. Prevederi de proiectare pentru clădiri.*

20. P 100/1-2006 – *Cod de proiectare seismică. Partea I, volumul 2A - Proiectarea seismică a clădirilor. Comentarii.*

21. P 100/1-2006 – *Cod de proiectare seismică. Partea I, volumul 2B - Proiectarea seismică a clădirilor. Exemple de calcul*.

ISBN 978-973-8955-65-3



COLECȚIA: BETON ARMAT